

BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1961

7



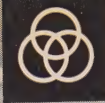
Böschungsmaschine

STAHLBAU BOESSNER

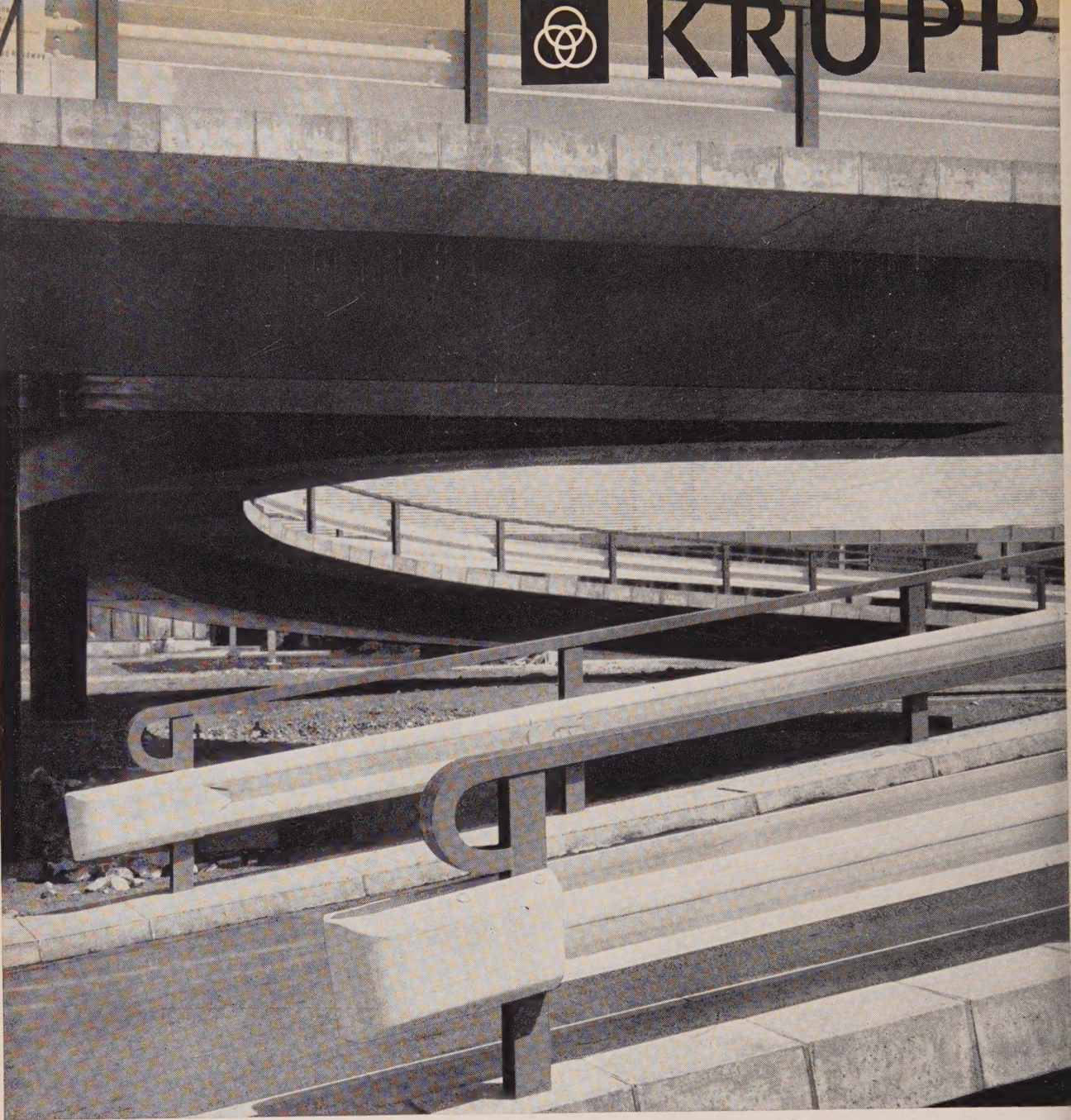
AIBLING ÜBER MÜNCHEN

Tunnel- Stollen- Schacht- Gleit- und Kletterschalungen
Schalmaschinen für Fertigteilbetonkörper
Zementsilobau 20 bis 200 to

BA



KRUPP



Hochstraße Bauweise dübelloser Verbund

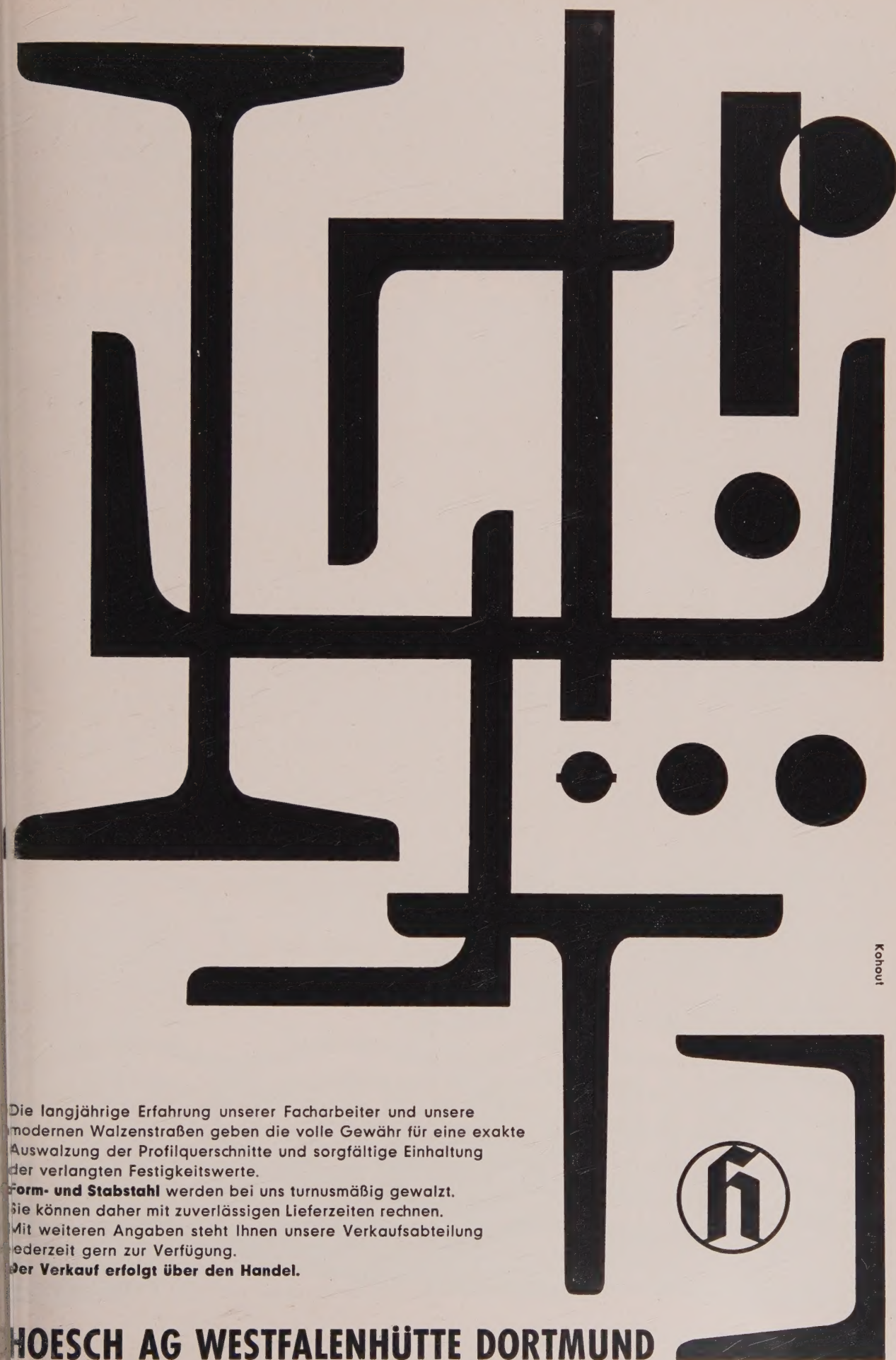
150 JAHRE
KRUPP
1811-1961

FRIED. KRUPP
MASCHINEN-UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

Verbundkonstruktion in reiner Montagebauweise
Nur geringe Behinderung des bestehenden Verkehrs
Kurze Montagezeiten
Geringstmögliche Bauhöhe
Schlanke, platzsparende Stützkonstruktionen
Montage weitgehend unabhängig von Witterung

Entwicklung in Arbeitsgemeinschaft





Kohout

Die langjährige Erfahrung unserer Facharbeiter und unsere modernen Walzenstraßen geben die volle Gewähr für eine exakte Auswalzung der Profilquerschnitte und sorgfältige Einhaltung der verlangten Festigkeitswerte.

Form- und Stabstahl werden bei uns turnusmäßig gewalzt. Sie können daher mit zuverlässigen Lieferzeiten rechnen. Mit weiteren Angaben steht Ihnen unsere Verkaufsabteilung jederzeit gern zur Verfügung.

Der Verkauf erfolgt über den Handel.



HOESCH AG WESTFALENHÜTTE DORTMUND



Fest und dauerhaft in **aggressiven Wässern** und Böden

stehen Pfahlgründungen und Betonfundamente aus Heidelberger DUR-ATHERM, dem bewährten Spezialzement mit erhöhter Widerstandskraft gegen Angriffe sulfathaltiger, weicher und schwach saurer Wässer.

Heidelberger DUR-ATHERM gibt dem Tiefbau erhöhte Sicherheit. Seine geringe Abbindewärme macht ihn besonders geeignet für Massentbauten.

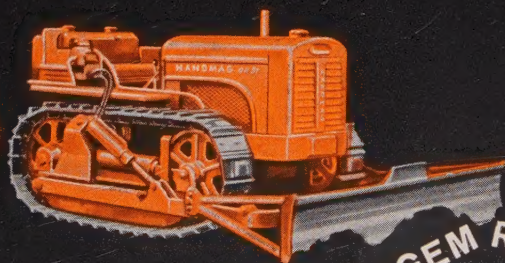
DUR-ATHERM

Portland-Zementwerke Heidelberg Aktiengesellschaft

NEU! Wir stellen vor: die neue HANOMAG K 4. Mit der Frontladeeinrichtung und weiteren Zusatzgeräten eignet sich diese Maschine besonders für den Allround-Einsatz. Durch günstiges Gewicht und kleine Abmessungen kann sie auf normalen LKW schnell von Baustelle zu Baustelle transportiert werden. Die K 4 hält im Einsatz mehr als 32 PS erwarten lassen, denn Motorleistung, Gewicht und Schwerpunktlage sind optimal aufeinander abgestimmt. Auf Wunsch wird die K 4 als reine Planierraupe ausgerüstet. Wir informieren Sie gern ausführlich. Bitte senden Sie uns untenstehenden Gutschein

RHEINSTAHL HANOMAG 

**ERSTAUNLICH
IN DER
LEISTUNG**



WENDIG AUF ENGEM RAUM

Gutschein

C 3

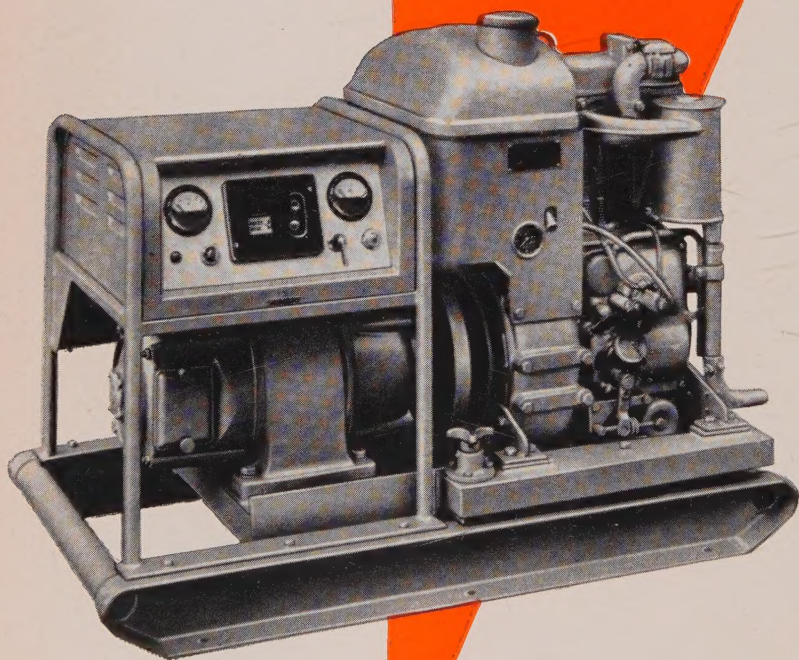
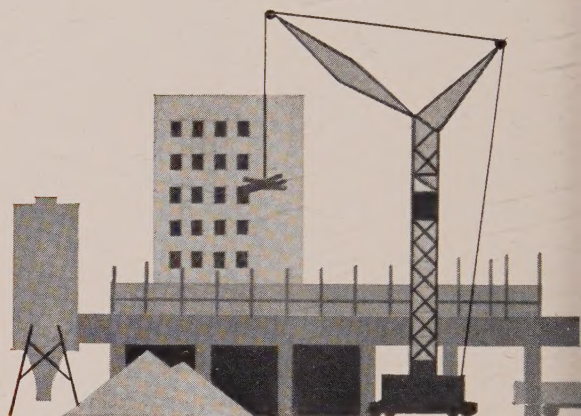
An RHEINSTAHL HANOMAG, Abt. VPI, Hannover
Senden Sie bitte Unterlagen über die K 4

Preis

Straße


SIEMENS

ELEKTROSÄTZE



65/85

Unabhängigkeit macht sich bezahlt

wenn irgendwo, weitab vom öffentlichen Stromnetz, ein Bauwerk gebaut wird: Ein Siemens-Elektrosatz liefert für wenig Geld die notwendige Energie zum Betrieb von Baumaschinen aller Art, z. B. Betonmischern und Kränen, und für die gesamte Baubeleuchtung.

Siemens-Elektrosätze:

Zuverlässig im Betrieb
Wirtschaftlich im Verbrauch
Vollwertiger Ersatz für fehlenden Netzanschluss

Unsere Fachingenieure beraten Sie gern.
Bitte wenden Sie sich
an unsere nächste Geschäftsstelle.

SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AKTIENGESELLSCHAFT

Inhaltsübersicht

	Seite
624.21 : 625.712.36 : 624.016 : 69.057 ipl.-Ing. H. Krosse , Mülheim/Ruhr: straßenkonstruktion in Fertigteil-Verbund- weise. Mit 7 Abbildungen	237
627.81 : 621.311.2 (282.243.153) (43 - 2.46) ipl.-Ing. G. Lenssen , Essen: liche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier 20 Abbildungen	241
666.987.2 : 666.982.4 : 624.92.012.46 (73) r.-Ing. F. Rostäsy , Evanston/Illinois: Herstellung und Anwendung vorgespannter igteile im amerikanischen Hochbau 19 Abbildungen	248
624.074.6 : 532.11 - 3 : 627.821.04 Opladen, Köln: nnungsnachweis bei Fugenwasserdruck und efer Biegung mit Längskraft in beliebigen rschnitten. Mit 5 Abbildungen	256
624.023.941 : 624.072.1 : 620.171.5 ipl.-Ing. W. Naumann u. Dipl.-Ing. H. Walter , Köln: ständige Auswertung der Isochromaten- und linienfelder eines ebenen Spannungszustandes a der Gleichung von Maxwell 14 Abbildungen	260
624.072.23 : 624.041 ipl.-Ing. H. Fischer , Caracas: ationsverfahren für Durchlaufträger auf elasti- n Stützen. Mit 3 Abbildungen	264

Kurze Technische Berichte

666.9 : 693.5 : 061 (410) I Forschungsarbeit der Cement and Concrete Asso- on. Mit 4 Abbildungen	268
624.92.012.45 : 691.328 : 693.55 l betontragwerke aus Fertigteilen 6 Abbildungen	269
624.72.012.46 : 624.16 (44) Viadukt über die Durance bei Savines 5 Abbildungen	271
91.32 : 620.179 (047.6) nungen mit dem Schmidtschen Rückprallhammer	273
besprechungen und Neuerscheinungen	273
hiedenes	275
ilungen aus der Industrie	276

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderen Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutze jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M. Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,— vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresabschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01, Fernschreib-Nr. 01—83 319) an. Die Preise wollen mitunter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin · Göttingen · Heidelberg

Hochstraßenkonstruktion in Fertigteil-Verbundbauweise

Von Dipl.-Ing. H. Krosse, Mülheim a. d. Ruhr

0324.21 : 625.712.36 : 624.016 : 69.057

Schon vor einer Reihe von Jahren wurden im Stahlbau Erkenntnisse der modernen Fertigungstechnik zur Entwerfung einer Großsektionsbauweise verwandt, bei der die Montageeinheiten in der Werkstatt fix und fertig zusammengebaut werden, um die Anzahl der zu montierenden Stücke auf ein Mindestmaß zu beschränken. Dieses Konstruktionsprinzip hat den Vorteil, die Schweißbauweise in dem Höchstmaß anwenden zu können, um den Aufwand für Stoß- oder Verbindungskonstruktionen so gering wie möglich zu halten. Aber auch die geplante Schnelligkeit der Montage, die vielfach dem Zwang der Bauaufgabe entgegenstand, führte schon vor Jahren zu Überlegungen über die Möglichkeit der Herstellung weitgehend in der Werkstatt vorgefertigter Montageeinheiten, die dann in schneller Folge an der Baustelle zum fertigen Bauwerk zusammengebaut werden konnten.

Die guten Erfahrungen, die mit großen vorgefertigten Stücken gemacht wurden, ließen schon damals erkennen, welche Vorteile die schnelle Montage mit in der Werkstatt zusammengebaute Sektionen bietet. Man könnte dieses angedachte Bauverfahren als Montagebauweise nach dem Baukastenprinzip bezeichnen, das neben den vorgefertigten großen Montageeinheiten in einfachster Weise und in kürzester Zeit auszuführende Verbindungen der einzelnen Teile das Kennzeichen ist. Das Baukastenprinzip schreibt somit eine Konstruktions- und Montagebauweise vor, die überall dort, wo die Schnelligkeit der Montage eine entscheidende Rolle spielt, zum Grunde gemacht werden sollte.

Bei Brückenbauten, deren Hauptträger in Verbundbauweise nach der bisher üblichen Art der Verbindung von Ortbeton errichtet worden sind, wurden die Bauzeiten maßgeblich durch die erforderlichen Arbeiten für das Schalen, Betonieren und Betonieren der Stahlbeton-Fahrbahnplatten bestimmt. Viele Ausführungen zeigten, daß die Stahlträger mit Großsektionen bei Verwendung der üblichen Montageverfahren Nietung oder

Schweißung nur wenige Wochen dauerte, während die vergleichbaren Arbeiten an der Stahlbetonplatte etwa die gleiche Zeit in Monaten benötigten. Eine kritische Betrachtung dieser Ergebnisse ließ erkennen, welche Vorteile hinsichtlich der Montageschnelligkeit die Verwendung vorgefertigter Teile, auch der Stahlbeton-Fahrbahnplatte, erbringen mußte.

Diese Erfahrungen der letzten Jahre führten zu der Erkenntnis, daß für die sich abzeichnenden neuen Bauaufgaben, die vor allem bei Bau von Hochstraßen auf die ausführenden Firmen zukommen, vor allem eine Bauweise in Frage kommen wird, die einer reinen Montagebauweise und damit dem Baukastenprinzip des einfachsten Zusammenbaus entspricht.



Abb. 1. Teilstück einer Hochstraßen-Konstruktion.

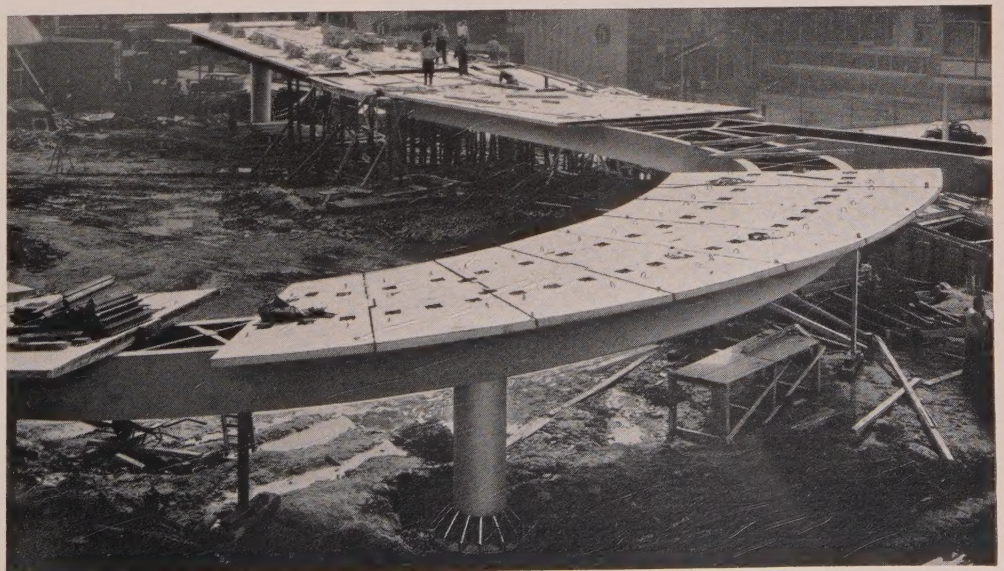


Abb. 2. Kurvenförmige Rampe des Teilstückes.

menfügens möglichst weitgehend entspricht. Für die Erstellung von Hochstraßen, bei denen meist nur kleinere und mittlere Stützweiten der Bauwerke benötigt werden, wird rein wirtschaftlich gesehen der Verbundkonstruktion besondere Bedeutung zukommen.

Die technischen Voraussetzungen sind durch neue Ideen gegeben. Es sei an die Tagung „Fortschritte im Stahlbrückenbau“ [3] im Jahre 1958 in Essen erinnert, in der Professor Dörnen auf die von der Firma Dörnen und Professor Sattler unabhängig voneinander vorgeschlagene Verwendung vorgefertigter Stahlbetonplatten hinwies, die mit der Stahlkonstruktion durch hochfest vorgespannte Schrauben verbunden werden sollten. Die Verbundwirkung wird dabei durch Reibung zwischen Stahl und Beton, entweder direkt oder über eine Fugenausfüllung erzielt. Auf der gleichen Tagung war durch ein Referat auch auf die Verbundbauweise nach Bühner hingewiesen worden, die bereits mit Erfolg bei der Ausführung der Malefinkbachbrücke in der Eisenbahnstrecke Aachen—Neuß verwandt wurde. Bekanntlich wird bei dieser Lösung die Verbundbelastung durch Anpressen der quer vorgespannten Stahlbetonplatte gegen die oberen Stegstreifen, die in die Betonplatte einbinden, erzielt, wobei also auch die Reibung die Dübelkräfte ersetzt.

Die Verwendung von vorgefertigten Platten, die mit Hilfe von hochfesten vorgespannten Schrauben an die horizontalen Obergurte der Stahlkonstruktion geschraubt wurden, ist durch die Firma Johannes Dörnen bei der im vorigen Jahre fertiggestellten Emsbrücke Hembergen [2] angewendet worden. Die Fühlungnahme zwischen den beiden Firmen Fried. Krupp Masch.- und Stahlbau Rheinhafen, und Johannes Dörnen Stahlbauwerk Dortmund führte wegen der bei beiden Firmen angelaufenen Entwicklung, die im wesentlichen als Ziel die Verwirklichung einer reinen Montagebauweise für Verbundbrücken hatte, zu der Absicht, weitere Entwicklungsarbeiten gemeinschaftlich durchzuführen. Ihre Fortsetzung fand diese Entwicklung in der Ausführung eines Teilstückes einer Hochstraßenkonstruktion, das auf der Deutschen Industrie-Messe 1961 in Hannover erstellt wurde (Abb. 1). Dieses

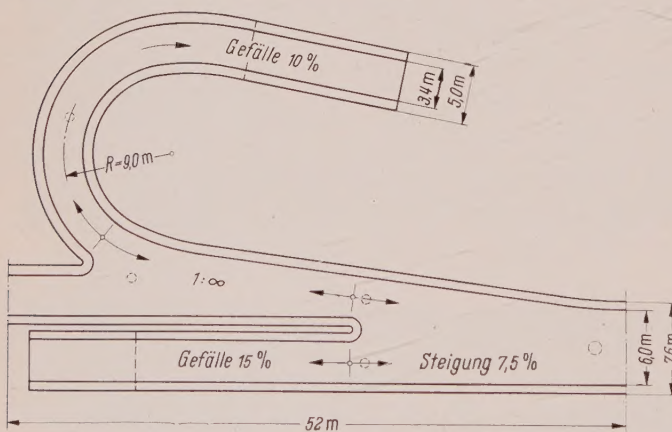


Abb. 3. Ausstellungsstück. Grundriß.

Bauwerk, das mit seinen etwa 600 m² Brückenfläche schon ein beachtliches Objekt darstellte, sollte die Möglichkeit einer Fertigteil-Verbundbauweise demonstrieren, wobei die Gestaltungsmöglichkeit der Konstruktion sowohl hinsichtlich der geometrischen Erfordernisse als auch der ästhetischen Belange anschaulich gezeigt wurde (Abb. 2).

Es sollte bei der Ausstellung dieses Teilstückes der vorgeschlagenen Hochstraßenkonstruktion anschaulich die reine Montagebauweise demonstriert werden, wobei als eine der Möglichkeiten zum Anschluß der Stahlbetonfertigplatten an die Stahlkonstruktion die bereits erprobte Befestigung mit hochfest vorgespannten Schrauben vorgenommen wurde. Gleichzeitig wurden bei der statischen und konstruktiven Durcharbeitung neue Formen gewählt, die möglicherweise richtunggebend für die bauliche Durchbildung solcher Hochstraßenkonstruktionen sein können.

Im folgenden soll eine kurze Beschreibung des gestellten Hochstraßenteiles an Hand von Bildern und Erläuterungen der konstruktiven Durchbildung und der dankengänge über die zweckmäßige Anordnung der samtstruktur gegeben werden.

Die Abb. 3 zeigt einen Grundriß der ausgestellten Konstruktion.

Für die Entwicklung der Linienführung im Grund Aufriß stand ein bestimmter Bereich im Freigeland zur Verfügung. Es wurden daher die Trassierungsselekt bewußt unter dem Gesichtspunkt äußerster Einschränkung der Entwicklung gewählt. Sie stellen daher durchwegs Extremum dar. So erreichen die Steigungen und Krümmungen sowie die Abrundungen in Kuppen und Wannen fast die Grenzen des verkehrstechnisch Zulässigen überschreiten bzw. unterschreiten sogar diese Grenzen sollte damit bewiesen werden, daß auch extremen staltungsnotwendigkeiten Rechnung getragen werden kann. Die Ausführung beweist ebenso, daß den konstruktiven Formgebungsmöglichkeiten des stählernen Bauwerks praktisch keine Grenzen gesetzt sind. Die Konstruktion konnte in ästhetisch einwandfreier Weise geometrischen Erfordernissen angepaßt werden.

In Abb. 4 ist der normale Querschnitt an der Stelle eines einspurigen Abschnittes dargestellt.

Wie schon erwähnt, erfolgte die schubfeste Verbindung von Stahlträger und Stahlbetonfertigplatten durch das Anpressen mittels hochfest vorgespannter Schrauben, die

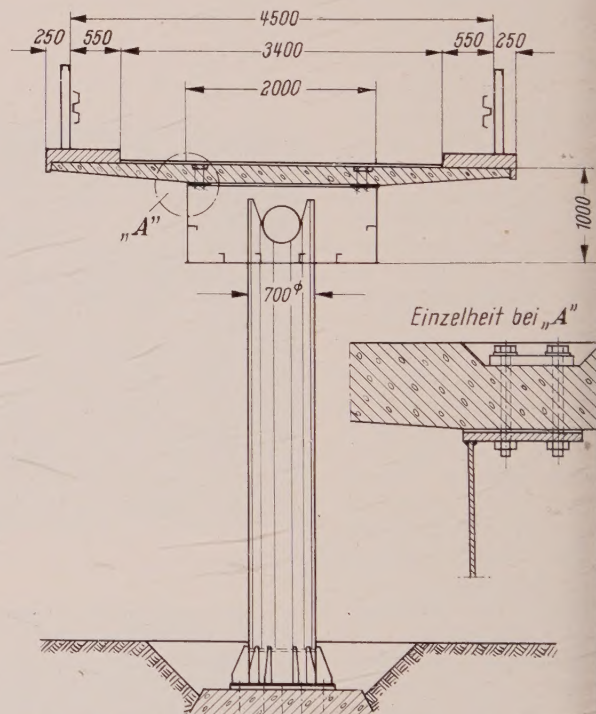


Abb. 4. Querschnitt des normalen einspurigen Abschnittes mit Rohrstütze.

den vorläufigen Richtlinien für HV-Verbindungen bemessen wurden. Die Beschreibung der Verbindung und die grundlegenden technischen und wissenschaftlichen Angaben über diese Verbindung durch den sogenannten Reibungsverbund sind in den Veröffentlichungen Prof. Sattler [1] sowie Dörnen und Meyer [2] zusammengefaßt. Die Verbindung ist im größeren herausgearbeiteten Detail dargestellt. Die Schrauben werden etwas senkrecht und auf Unterlagsplatten angeordnet, die mit Mörtelglatzstrich aufgelegt werden. Es wurde beim Verlegen der Platten so vorgegangen, daß die neue zu legende Platte, mittels Holzkeilen geführt und abgezogen, zunächst als Schablone für die nachträglich zu bohrenden Schraubenlöcher aufgelegt und nach dem Anreißen der Löcher wieder abgehoben wurde. Dann wurde die Verbindung endgültig mit einer Mörtelschicht verlegt. In späterer

führungsfallen wird die Plattenfertigung in der Regel in vorgehaltenen Schalungsformen vorgenommen, so daß die schon in den Formen eingegossenen Löcher mittels Schalungen auf den Stahlträger übertragen werden können. Die Abb. 4 zeigt weiter den Stahlträger im Querschnitt, der mit den in Verbund wirkenden Stahlbetonfertigplatten eine Torsionssteife Röhre bildet. Es wurde bei der Gestaltung des Querschnitts nach dem Prinzip vorgegangen, alle Anschlußkonstruktionen in das Innere des kastenförmigen Stahlhauptträgers zu verlegen, um die zu erwartenden hohen ästhetischen Ansprüche zu befriedigen und eine glatte Außenansicht zu erhalten. Zu diesem Zwecke wurde der Obergurt der Stahlkonstruktion ganz nach innen verlegt. Diese Form bietet zudem einen erheblichen Vorteil bei der Montage, da alle Anschlußarbeiten innerhalb des Kastens durchgeführt werden können und Kosten für Gerüstungen sowie Erschwernisse durch Arbeiten auf der Unterseite entfallen. Hinzu kommt der Vorteil, daß eine glatte Außenhaut einen erheblich besseren Korrosionsschutz ermöglicht, da bekanntlich die Unterrostungen des Schutzanstrichs vorwiegend an Niet- oder Schraubenköpfen beginnen.

Es wurden bei diesem Bauwerk Blechstärken bis hinunter zu 5 mm für die Kastenböden und Stege verwendet. Bei der bisherigen Festlegung von Mindestdicken der Walzmaterialien im Brückenbau wurden die erforderlichen Materialdicken als Funktion der Angriffsmöglichkeit der Korrosion betrachtet. Man kann mit Recht sagen, daß bei der äußerlich völlig glatten Konstruktion Ansatzpunkte für Rostbildung weitgehend vermieden sind, während das Innere des Kastens bekanntlich äußerst gering der Korrosion ausgesetzt ist und zudem jederzeit durch Mannlöcher, die sich in jedem Stützfeld befinden können, erreicht und kontrolliert werden kann. Es wäre daher technisch durchaus vertretbar, die bisher üblichen untersten Grenzwerte der Werkstoffdicken, d. h. etwa 5 bis 6 mm dicke Bleche, für die ausgesteiften Blechwände einer derartigen Konstruktion zuzulassen.

Die Abb. 4 zeigt weiterhin die Anordnung der einseitig eingespannten Stütze. In Verbindung mit der Torsionsröhre bietet sie sowohl gestalterisch als auch montagetechnisch große Vorteile. Es wird daher zweckmäßig sein, eine längere Hochstraßenkonstruktion durch Normalkraftgelenke in Abschnitte aufzuteilen, die zwei, drei oder mehr Stützen je nach den statischen Möglichkeiten enthält. Die Stützen haben dabei die Brems- und Anfahrkräfte ihres Abschnitts aufzunehmen und sind für diese Belastung auf die Beanspruchungen aus Temperaturverformungen sowie für Wind und die Vertikallasten zu bemessen.

Die Abb. 5 a zeigt den Vorschlag für eine Lösung des Normalkraftgelenks als Prinzipzeichnung, das zweckmäßigerweise an den Viertelpunkt einer Öffnung gelegt wird, um statisch gleichzeitig günstig als Momentengelenk benutzt werden zu können.

Die Gelenkkonstruktion besteht aus federnden Kragen, die erforderlichen Normalkraft-Dehnungen und Verformungen um die Horizontalachse des Querschnitts kompensieren können. Dieses Gelenk ist durch seine besondere Anordnung in der Lage, Querkkräfte in vertikaler und horizontaler Richtung und auch Torsionsmomente zu übertragen. Durch die Anordnung von Handlöchern zur Ermöglichung der Zugänglichkeit des Raumes zwischen den Kragen wird die Dehnfähigkeit erhöht. Diese Konstruktion hat außerdem den Vorteil, durch einfachste Maßnahmen bei der Montage eine Durchbindung des Kastenquerschnitts zu bewerkstelligen und wieder zu lösen, wobei alle Arbeiten im Inneren des Kastens ausgeführt werden können. Die zwischenlaufende schmale, etwa 2 cm breite Fuge könnte durch eine dehnbare Abdeckung völlig verschlossen, die Übergangsfuge zwischen den Stahlbetonfertigplatten durch einen billigen und robusten Leonhardt-Übergang überbrückt werden.

Die Abb. 5 b zeigt einen weiteren Gedanken in gleicher Richtung. Durch Anschlußkragen kann auch ein Vollstoß bewerkstelligt werden, der ebenfalls durch

HV-Verschraubung geschlossen werden kann. Dabei könnte mit entsprechender Verbindung der statisch erforderliche Querschnitt mit Hilfe der gestoßenen Aussteifungen des Bodenblechs, ggf. auch des Stegblechs und mit der Verlaschung des Obergurtes erreicht werden. Da man den Stoß, wie schon erwähnt, zweckmäßigerweise etwa an den Viertelpunkt der Stützweiten legen wird, sind dort die auftretenden Momente klein, so daß ein derartiger Stoß

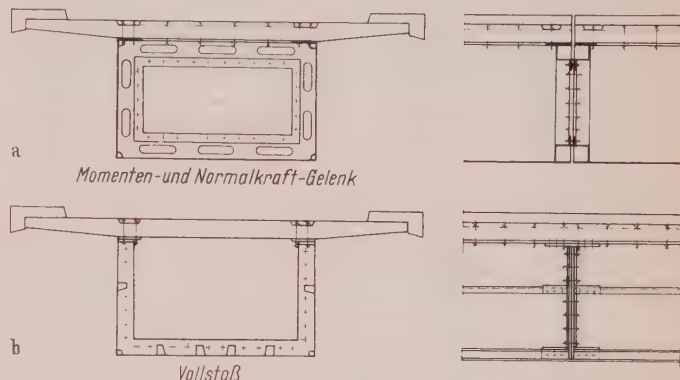


Abb. 5. Stoß- und Gelenkkonstruktion.

auch ohne Durchbindung der eigentlichen Blechhaut einwandfrei wirksam ist. Die sehr enge Fuge zwischen den Blechkanten wird man mittels einer geeigneten Kunstharzspachtelmasse völlig verschließen können. Alle diese konstruktiven Maßnahmen ermöglichen es, ein völlig ungestörtes Bild fließender Linien des Profils sowie eine glatte Ansicht und Untersicht der dicht über meist begangenen oder befahrenen Bereichen dahinführenden Hochstraßenkonstruktionen zu erreichen. Bei dem vorliegenden Beispiel des ausgestellten Teilstücks wurden die Stöße des Stahlträgers voll verschweißt. Die ideale Baukastenbauweise wäre jedoch durch die Anordnung nur verschraubter Stöße im Stahlträger zu erreichen. Dadurch würde sich die Montage einer Hochstraße z. B. für die in die Entwicklung mit einbezogene Bauweise Klebeverbund wie folgt abspielen (Abb. 6).

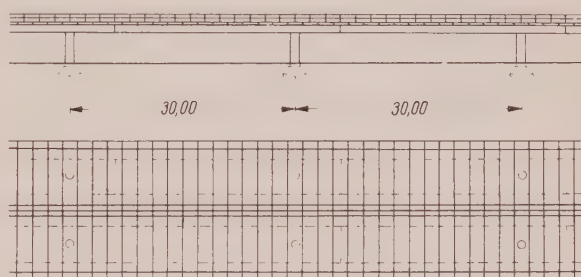


Abb. 6. Übersicht der Aufteilung in Montageelemente.

Nach Vorbereitung von Fundamentblöcken mit bereits vorgesehenen Verankerungsmöglichkeiten werden die Stützen durch Mobilkran aufgestellt und provisorisch verankert. Sodann werden Stahlhauptträgersektionen in der Länge ganzer Öffnungen durch Mobilkran aufgelegt und fest verschraubt, die Stützen nachgerichtet und ebenfalls fest verankert, sodann vergossen. Der Kopf der Stütze bleibt gegenüber der Stahlkonstruktion noch beweglich, um Stützenbewegungen zum Vorspannen der Stahlbetonplatten zu ermöglichen. Sodann werden die Platten im stetigen Vorbau aufgelegt und verklebt. Da die Fugen dann bereits in kürzester Zeit belastbar sind, kann umgehend von der Vorbauspitze aus durch Heben und Senken der Stahlkonstruktion die notwendige Vorspannung erzielt werden, die ggf. noch durch in Kanälen verlegte Spannstähle über den Stützen ergänzt wird.

Bei der Brücke Hembergen wurden die Fugen durch hochfesten Mörtel geschlossen, wobei dann natürlich eine Wartezeit bis zur Erhärtung verstreichen mußte.

Die ausgestellte Konstruktion wurde, da sie ja im wesentlichen als Modell gelten soll, nicht vorgespannt. Die Fugen wurden etwa wie bei der Brücke Hembergen ausgebildet und ebenfalls mit hochfestem Mörtel geschlossen.

Die Abb. 7 zeigt den Querschnitt einer normalen zweispurigen Hochstraße mit Richtungsverkehr. Zwei derartige Bauwerke könnten bei breiten Straßen nebeneinander geführt werden; ggf. werden bei engerer Bebauung zwei Fahrbahnen, nach Richtungsverkehr getrennt, in parallel zueinander laufenden Straßen angeordnet.

Man wird fragen, welches sind nun die kennzeichnenden Merkmale der Verbundbauweise mit Fertigteilen, wie

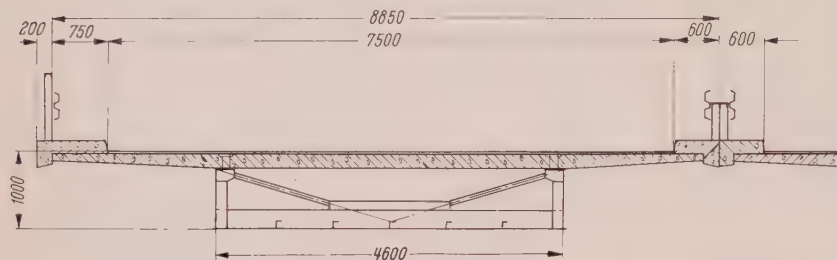


Abb. 7. Querschnitt einer normalen zweispurigen Hochstraße mit Richtungsverkehr.

sie sich in der ausgestellten Konstruktion als Beispiel präsentieren. Es ist zunächst die Verwendung fabrikmäßig vorgefertigter Teile, auch der Stahlbeton-Fahrbahnplatte, die als hervorstechendes Merkmal diese Bauweise kennzeichnet. Ebenso ist es die Möglichkeit, alle Verbindungen in einfachster Weise durch Verschraubung zu bewerkstelligen. Dadurch werden mit der Anwendung dieser Konstruktion und Bauweise die statisch-technischen und damit wirtschaftlichen Vorteile der Verbundbauweise an sich und der Montageweise nach dem Baukastenprinzip genutzt. Eine preisgünstige Ausführung sollte dadurch möglich sein.

Der Vorteil der einfachen und damit schnellen Erstellung drückt sich ganz besonders durch die kurze Montagezeit und damit den schnellen Baufortschritt aus. Man kann diese Bauweise ohne weiteres eine Schnellbauweise nennen. Die Behinderungen des Verkehrs auf den überbrückten und angrenzenden Verkehrsflächen können praktisch vermieden werden. Ebenso wird die bei der üblichen Ortbetonbauweise in manchen Fällen recht unangenehme Abhängigkeit von Witterung und Jahreszeit weitgehend ausgeschaltet. Hinzu kommt noch, daß durch die fabrikmäßige Ausführung der Platten eine gleichbleibend gute Qualität durch Überprüfung und ggf. Auswahl garantiert wird. Die Möglichkeit der Formgebung wurde an dem ausgestellten Teilstück demonstriert. Die technischen Möglichkeiten der Überbrückung auch großer Felder bei niedrigster Bauhöhe ist als besonderes Kennzeichen der Verbundbauweise bekannt. Zeigen diese Eigenschaften schon erhebliche Vorteile, so ist ein weiterer Punkt als technischer Vorzug besonders zu beachten, nämlich die ständige Zugänglichkeit und Kontrollierbarkeit aller Haupttragteile und die aus dem Montageprinzip gegebene leichte Abbaumöglichkeit von Konstruktionsteilen. Diese Eigenschaft könnte von besonderer Bedeutung werden bei Bauvorhaben, die zunächst in einer 1. Ausbaustufe erstellt und später erweitert werden sollen oder die zunächst an einer bestimmten Stelle verwendet und später an einer anderen Stelle wieder verwendet werden sollen.

Die Vielzahl der Anwendungsmöglichkeiten dieser Bauweise, wie sie in den vorstehenden Ausführungen beschrieben ist, gestattet die Anpassung an alle wesentlichen Bauaufgaben, die in näherer Zukunft zur Lösung dringender Verkehrsprobleme dem entwerfenden Ingenieur gestellt werden.

Viele Städte werden an den Verkehrsknotenpunkten ihrer Stadtkerne, wenn es die räumlichen Verhältnisse eben erlauben, Kraftverkehrsstraßen oder auch Fuß- und Mopedwege zur Überbrückung der Kraftverkehrsstraßen in der zweiten Ebene bauen. Die Verlegung von überbelasteten

Verkehrswegen aus den Stadtkernen in die weniger dicht bebauten, jedoch vielfach industriell genutzten Randgebiete unserer Großstädte fordert eine Überbrückung wertvoller Gelände durch Hochstraßen. Die Deutsche Bundesbahn wird in den kommenden Jahren die meisten niveaugleichen Kreuzungen von Straßen mit ihrem Bahnkörper durch Über- und Unterführungen ersetzen. Ebenso können ähnliche Probleme bei den Wasserstraßen und in unseren Binnen- und Seehäfen auftreten und ähnlich gelöst werden. Aber auch in Großbetrieben der Industrie werden zur Ersparung von Werksflächen oder zur Verbesserung des innerbetrieblichen Verkehrsflusses Hochstraßen gebaut werden.

Bei allen diesen Aufgaben ist die Erhaltung der stehenden Verkehrswege unter ungünstigen räumlichen Bedingungen durchzuführen. Die Aufrechterhaltung des Verkehrs auf den vorhandenen Verkehrswegen muß eine nennenswerte Einengung der bisher zur Verfügung stehenden Fahrbahnen und unter Wahrung der erforderlichen Sicherheitsvorschriften während der Bauarbeiten gewährleistet sein. Es werden daher überwiegend solche Bauweisen gewählt werden, bei denen in Art eines Baukastensystems die vorher in den Werkstätten gefertigten möglichst großen Einzelteile in schneller Folge an der Baustelle zusammengebaut werden.

Diese Bauwerke müssen, vor allem in den Städten, hohen ästhetischen Anforderungen gewachsen sein, in vielen Fällen dazu möglichst gleichzeitig abwandelbar, austauschbar und wiederverwendbar sein. Die Fertigteil-Verbundbauweise ist sowohl in ihrer bisher angewendeten Form als auch in der in Entwicklung befindlichen konstruktiven Durchbildung diesen Anforderungen gewachsen und ihre vorteilhafte Anwendbarkeit durch weitere Ausführungen beweisen. Hierdurch werden eine weitere Entwicklung und Vervollkommen der entwerflichen und montagetechnischen Grundlagen ermöglicht werden, die schon der bisher ausgeführten Form die folgenden besonderen Vorteile gewährleisten:

a) Für die Konstruktion

Geringstmögliche Bauhöhe bei kleineren und mittleren Stützweiten

Schlanke, platzsparende Stützkonstruktionen

Ausschöpfung aller wirtschaftlich günstigen Komponenten der Verbundbauweise

Abminderung der Einflüsse aus Fertigungsfehlern durch aus Kriechen und Schwinden des Betons durch Verwenden fabrikmäßig vorgefertigter Teile

Möglichkeit der Austauschbarkeit einzelner Montageelemente, dadurch leichte Abwandelbarkeit sowie Umformbarkeit

b) Für die Montage

Reine Montagebauweise

Möglichkeit der Montage weitgestützter Stahltragskonstruktionen durch Mobilkrane

Vermeidung von Behinderungen des Verkehrs auf überbrückten oder angrenzenden Verkehrswegen

Äußerst kurze Montagezeiten durch hochfest gespannte Verschraubung der Montageelemente

Weitgehende Unabhängigkeit während des Baues von Witterung und Jahreszeit.

Literatur

1. K. Sattler: Betrachtungen über die Verwendung hochfester Schrauben bei Stahlträger-Verbundkonstruktionen. Bericht dem VI. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau am 27. Juni 1960 in Stockholm.
2. K. Dörnen und A. Meyer: Die Emsbrücke Hembergen, dübellos aus Stahlverbund, Der Stahlbau 29 (1960), S. 199.
3. Fortschritte im Stahlbrückenbau, 1958, S. 42. Stahlbau-Verlag G.m.b.H., Köln.
4. Vorläufige Richtlinien für Berechnung, Ausführung und liche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HVV) 1956, Stahlbau-Verlags-G.m.b.H., Köln.

Bauliche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier

Von Dipl.-Ing. Gerhard Lenssen, RWE-Hauptverwaltung, Abt. Wasserkraft, Essen

K 627.81 : 621.311.2 (282.243.153) (43 - 2.46)

Das Moselkraftwerk Trier ist Anfang 1961 als erstes von 9 Kraftwerken, die im Zusammenhang mit der Schiffarmachung der Mosel auf der deutschen Flußstrecke errichtet werden, fertiggestellt worden.

Auf Grund des zwischen Frankreich, der Bundesrepublik und dem Großherzogtum Luxemburg 1956 abgeschlossenen Staatsvertrages wird die Mosel zur Großschiffahrtsstraße ausgebaut; nach ihrer Fertigstellung — voraussichtlich im Jahre 1964 — kann sie von ihrer Einmündung in den Rhein

lichen Stufen auf deutschem Gebiet und den 2 Stufen der deutsch-luxemburgischen Grenzstrecke das Gefälle zur Stromerzeugung ausgenutzt werden (Abb. 1) [1, 2, 3].

Ursprünglich hatte man für die Stauerrichtung an den einzelnen Staustufen an Walzenwehre gedacht, wie sie auch bei der Stufe Koblenz Verwendung gefunden hatten. In erster Linie aus Gründen des Landschaftsschutzes, aber auch auf Grund betrieblicher und wirtschaftlicher Überlegungen sind dann für die Ausführung Sektorwehre gewählt worden. Sie können ohne hohe, das Landschaftsbild

störende Aufbauten errichtet werden, wobei die schmalen Wehrpfeiler den Oberwasserspiegel nur um 1 m überragen und bei größeren Hochwässern völlig überströmt werden. Die Wehre der deutschen Moselstrecke bestehen aus 3 Feldern von je 40 m lichter Weite; sie werden hydraulisch gesteuert. Auf der einen Seite des Wehres werden eine Schiffsschleuse und eine Kahnschleuse errichtet; auf die andere Seite kommt das Kraftwerk zu liegen, für dessen Unterbringung im Falle Trier eine künstliche Bucht von etwa der halben Kraftwerkslänge im Vorland anzuordnen war (Abb. 2). Die günstigste Form dieser Bucht im Zusammenhang mit Wehr und Schleuse ergab sich aus Modellversuchen der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe.

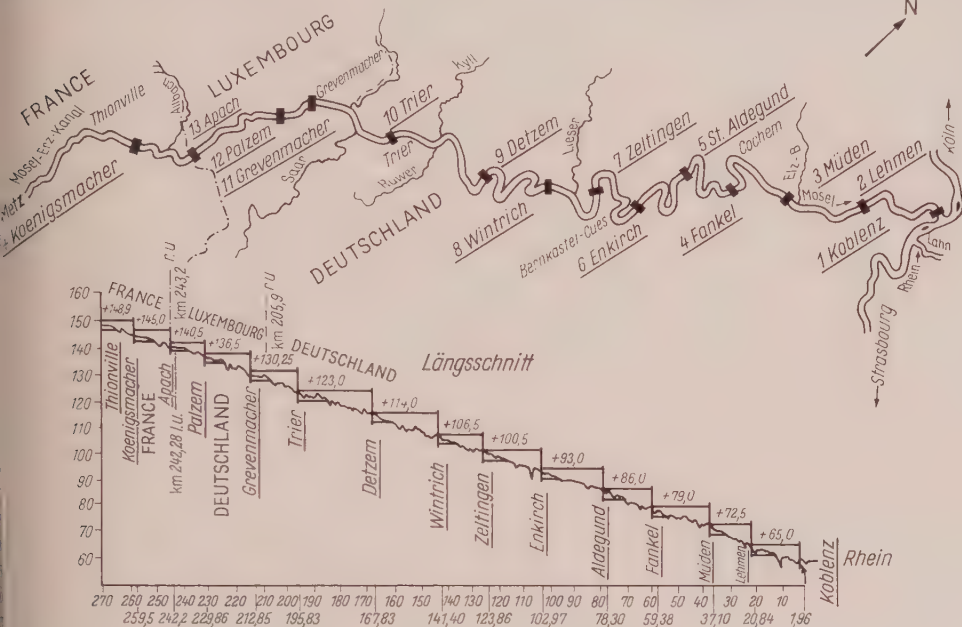


Abb. 1. Lageplan und Längsschnitt.

Koblenz bis nach Diedenhofen in Lothringen mit 1500-t Schiffe befahren werden. Zur Überwindung des Gefälles von rd. 90 m sind 14 Staustufen vorgesehen, von denen die ersten 2 bei Koblenz bereits seit 1951 in Betrieb ist. Wie hier sind an den 9 weiteren projektierten bzw. im Bau befind-

Auf der Flußstrecke von Trier bis Koblenz erhält die Mosel keine wesentlichen Zuflüsse; alle Kraftwerke können daher für den gleichen Wasserstrom ausgelegt werden; dieser beträgt $4 \times 100 \text{ m}^3/\text{s}$, entsprechend dem 90-Tagewasser der Mosel. Die Fallhöhen schwanken zwischen 4 und

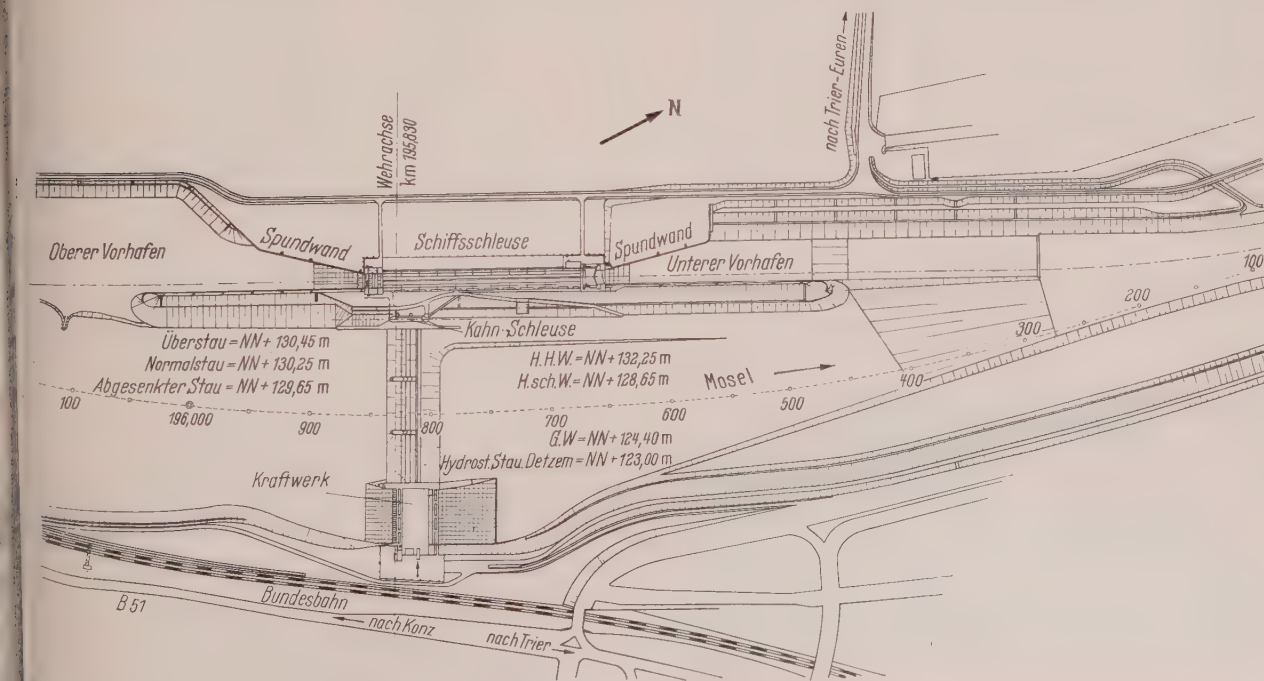


Abb. 2. Lageplan der Staustufe Trier.

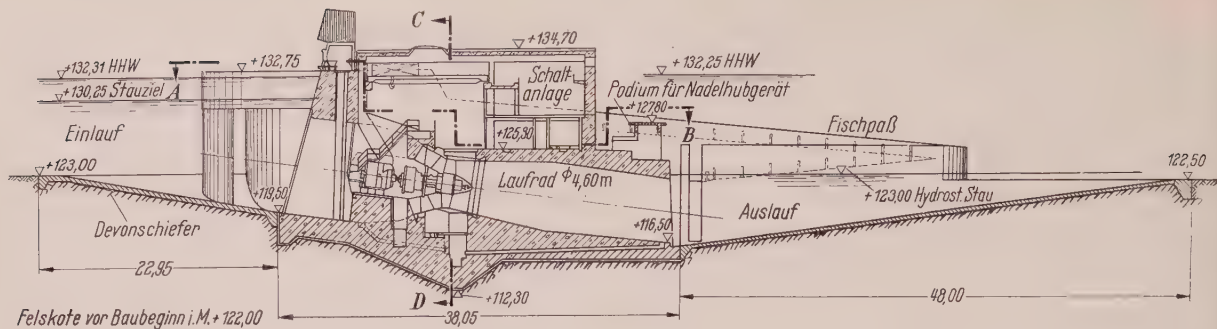


Abb. 3. Querschnitt.

9 m bei hydrostatischem Stauspiegel. Ein bei allen Stufen der deutschen Moselstrecke gleiches Schluckvermögen der Turbinen war die Voraussetzung eines späteren Schwellbetriebes, der in Mittel- und Niedrigwasserzeiten für die gesamte Kraftwerkskette von Trier bis Koblenz während der Starklaststunden mit einem erhöhten Wasserstrom zur Anwendung kommen soll. Die Haltungen Trier und Koblenz dienen hierbei als Speicher- bzw. Ausgleichsbecken und können bis zu 60 cm abgesenkt werden [4].

Der Ausbauwassermenge entspricht bei Trier ein Gefälle von 4,90 m. Bei Niedrigwasser (25 m³/s) steigt das Gefälle auf 7,20 m an, wobei eine bei Moselwassermengen unter 200 m³/s zugelassene Stauerhöhung von 20 cm eingerechnet ist. Bei einer Moselwasserführung von 1170 m³/s ist noch ein Gefälle von 2,50 m vorhanden. Bei höheren Wassermengen muß mit Rücksicht auf den Rückstau der Betrieb eingestellt werden, im Mittel einer längeren Jahresreihe an 5 Tagen im Jahre. Die Schifffahrt ist bis 1380 m³/s möglich. Das HHQ beträgt 4100 m³/s.

Um den beengten Verhältnissen im Moseltal gerecht werden, und zugleich den Bedingungen des Landschaftsschutzes zu genügen, um sich ferner der niedrigen Bauwerke Sektorwehre anzupassen, wurden für sämtliche Kraftwerke Rohrturbinen vorgesehen, durch die zudem besonders wirtschaftliche Bauform ermöglicht wurde. handelt sich dabei um Kaplan-turbinen mit nahezu horizontaler Achse, die über ein Planetengetriebe mit den auf Oberstromseite der Turbine angeordneten Generatoren verbunden sind. Jedes Kraftwerk hat 4 Maschinenaggregate; Generator und Planetengetriebe sind in einem Stahlgehäuse untergebracht, das nach oben, in das Krafthausinnere, offen und daher auch während des Betriebes zugänglich ist (Abb. 3, 4 und 5). Durch diesen Schacht außerdem in einfacher Weise die Be- und Entlüftung der Generatoren möglich. Das Stahlgehäuse ruht auf einem Betonsockel (Abb. 6, 7). Betonsockel und Stahlgehäuse werden beiderseits vom Wasser umströmt. Die Verwendung dieser Bauart bringt wesentliche Einsparungen an Kraftwerkskosten.

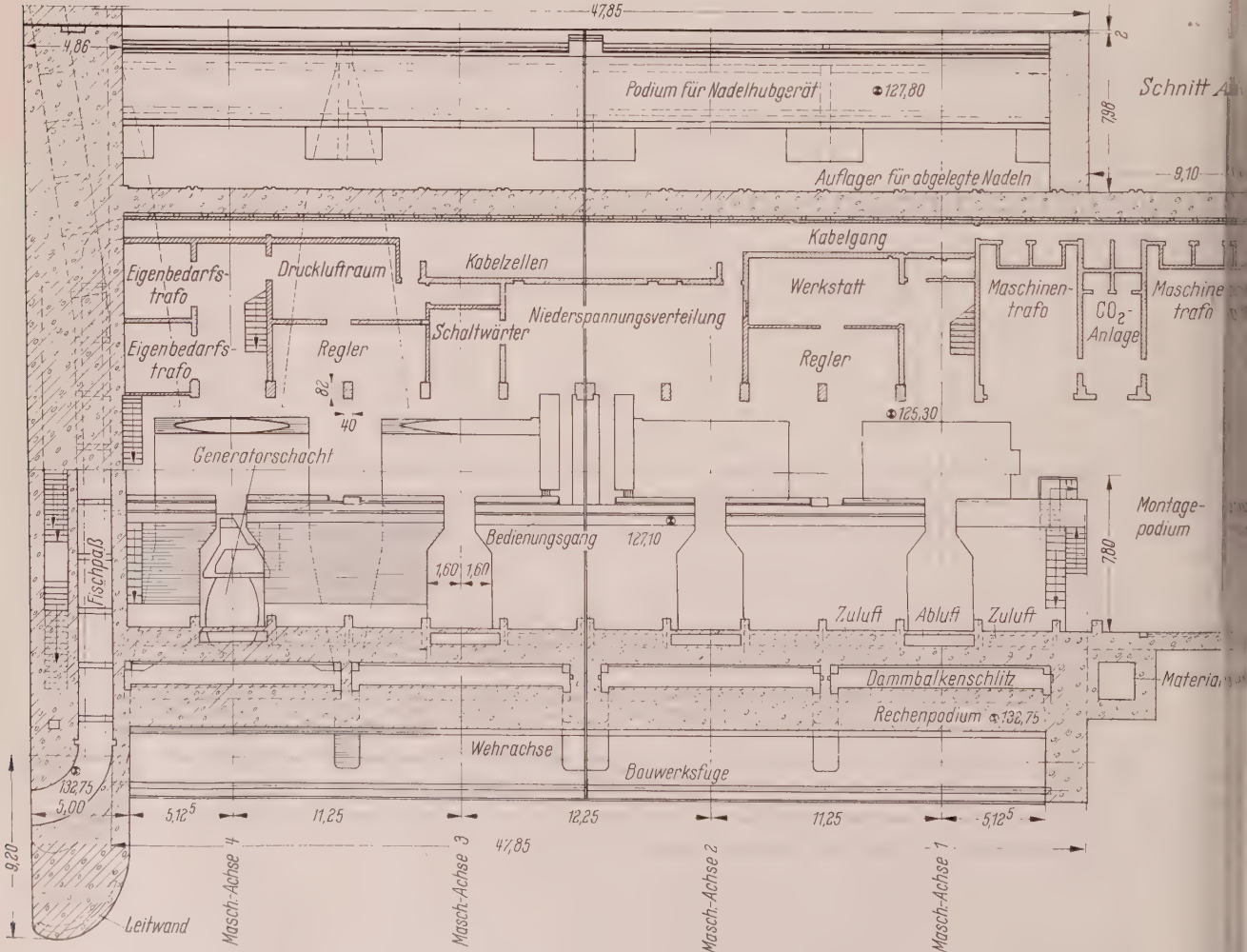
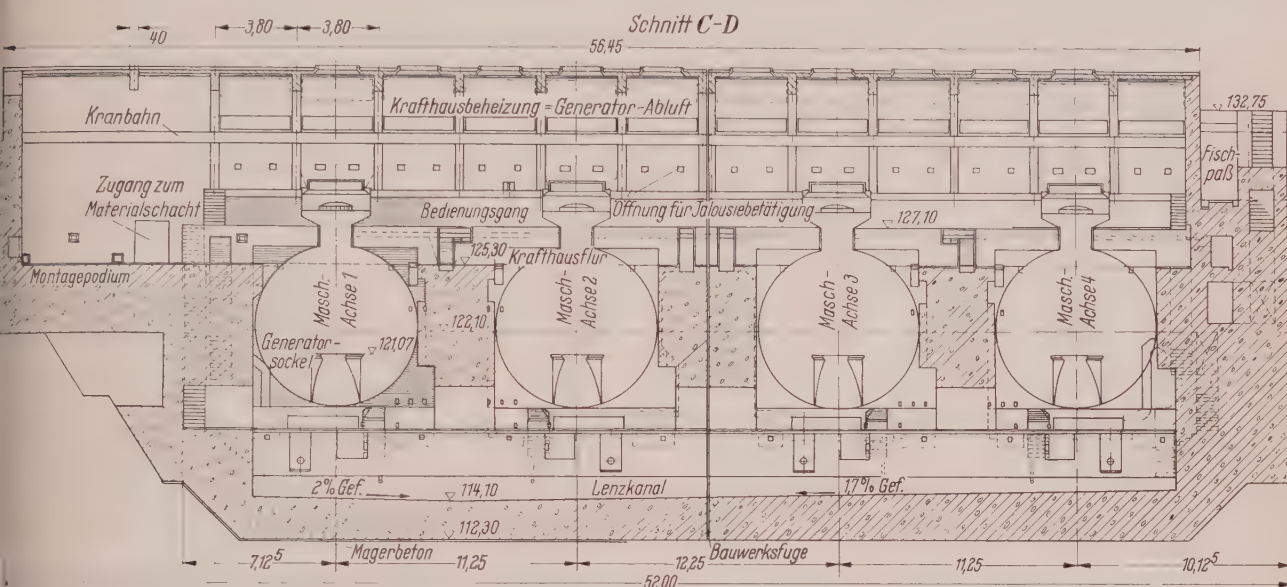


Abb. 4. Grundriß A—B.

ge (senkrecht zur Flußrichtung). Ein Vergleich mit dem Moselkraftwerk Koblenz, das vor 10 Jahren mit der gleichen Bauwassermenge wie Trier und dem gleichen Gefälle gebaut wurde, aber mit 4 senkrecht stehenden Kaplan-Turbinen ausgerüstet ist, verdeutlicht dies. Während das Kraftwerk Koblenz 68,8 m lang ist und 25 100 m³ Rohbeton enthält, betragen die Vergleichszahlen für das Kraftwerk

wie zuvor die Turbinen. Entsprechend der Zunahme des Wasserabflusses über die Wehre werden die Leitapparate der Turbinen geschlossen.

Der Oberwasserspiegel der Wasserkraftanlage Trier liegt auf 130,25 m ü. N. N. Er darf im Schwellbetrieb um 60 cm auf 129,65 m ü. N. N. abgesenkt werden, andererseits wird er bei Moselwasserführungen < 200 m³/s zur



Bemerkung: Der Sporn von 1,20 m Tiefe liegt ober- und unterhalb dieses Schnittes in Maschinenachse 1

Abb. 5. Längsschnitt C-D.

er (ohne Trennpfeiler) 45,0 m bzw. 17 200 m³ Beton (b. 8). Beim Stahlverbrauch liegt das Kraftwerk Koblenz rdings günstiger mit 800 t Stahl I, gegenüber Trier mit 10 t, von denen 30 % Stahl III a sind.

Die Turbinen haben einen Laufraddurchmesser von 4,60 m und eine Nenndrehzahl von 78 Upm. Ihre Leistung beträgt je 6000 PS. Über ein Planetengetriebe wird der Generator mit 750 Upm angetrieben; hierbei wird der Wirkungsgradverlust des Getriebes durch den höheren Wirkungsgrad des schnelllaufenden Generators ausgeglichen. Die Maschinenspannung von 6300 V wird im Kraftwerk auf 25 000 V transformiert. Die Energieableitung erfolgt durch Erdkabel. Die Brutt Jahreserzeugung beträgt im Jahresmittel 80 GWh.

Besondere Vorkehrungen sind zur Schwall- und Sunkbekämpfung bei Vollabschaltung der Tur-

getroffen. Das Heben oder Senken der Sektorwehre ist im Normalbetrieb mit einer Geschwindigkeit von n/min. Im Falle einer plötzlichen Generatorentlastung (bei einem Netzzusammenbruch) werden innerhalb rd. 4 sec. Leitapparat und Laufrad so gesteuert, daß rhin die volle Wassermenge ohne Kraftausnutzung führt wird, wobei die Drehzahl auf 135 % ansteigt. Ich setzt an den beiden nächstliegenden Sektorwehren Schnellabsenkung mit 1,5 m/s ein. Die Wehre werden it gesenkt, bis sie die gleiche Wassermenge abführen

Verbesserung der Schiffsverkehrsverhältnisse um 20 cm auf 130,45 m ü. N. N. erhöht. Die Wehroberkante liegt bei $Q_{\text{Mosel}} \leq 400 \text{ m}^3/\text{s}$ jeweils 5 cm über dem Oberwasserspiegel. Es muß gewährleistet sein, daß die Wehre im Falle einer Schnellabsenkung sofort den Wasserabfluß ermög-

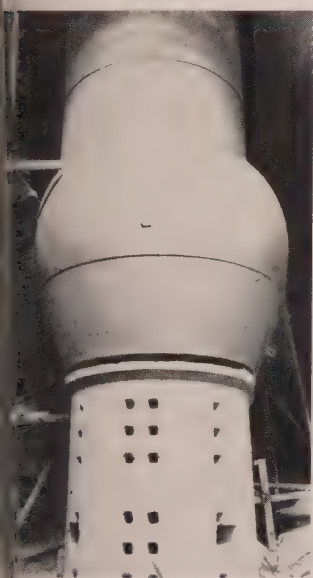


Abb. 6. Stahlgehäuse (zur Aufnahme des Generators) während der Montage. Ansicht von Oberstrom.

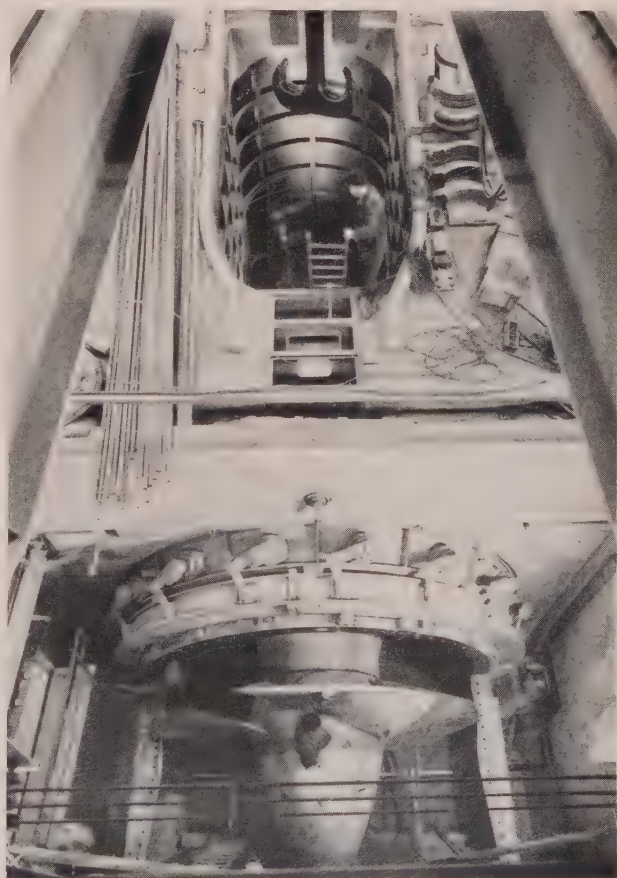


Abb. 7. Blick vom Krafthausinneren in den Generatoreinstiegschacht, auf den Leitrading und auf das Laufrad.

lichen. Die Wehre werden deshalb durch eine Nachlaufsteuerung in Bereitschaftsstellung gehalten, wodurch die Wehroberkante innerhalb des Spielraumes von 129,65 bis 130,45 m ü. N. N. ständig 5 cm über dem jeweiligen Oberwasserstand gehalten wird.

Mit Rohrturbinen ähnlicher Bauart, jedoch kleineren Abmessungen, waren bereits vor dem Baubeginn der Mosel-

UW-Spiegel angenommen. Zwecks Überprüfung dieser rechnungsgrundlagen wurden auf der Gründungssohle, unter dem Einlauf und dem Saugschlauch von Maschine und 2, 16 Wasserdruckgeber angeordnet. Die Auswertung der Meßergebnisse bestätigte die Richtigkeit der Annahme einer geradlinigen Wasserdruckverteilung weitgehend, besonders konnte beim Fluten der OW- bzw. UW-seitigen Baugrube festgestellt werden, daß der Druckanstieg unter der Kraftwerksohle ohne Zeitverzögerung mit Außenwasserstand einstellt.

Ein- und Auslaufsohle des Kraftwerkes sind mit 30 cm starken Betonplatten verkleidet, die schachbrettartig mit Pappzwischenlage statt aneinander betoniert wurden. Das Eindringen von Wasser in den Untergrund ist dadurch erschwert. Die Einlauf- bzw. Auslaufplatten beginnen bzw. enden mit einem 1,3 m tiefen Betonsporn. Weitere Maßnahmen zur Verringerung der Umläufigkeit sind nicht getroffen. Die Umläufigkeit der Kraftwerksanlage ist durch eine in das Vorland hineinreichende Grundriß 20 m lange Spundwand erschwert.

Auf Grund der festgestellten Untergrundverhältnisse galten folgende rechnungsgrundlagen:

Zulässige Bodenpressung (Fels) 12 t/m²
Die maximal auftretende Eckspannung beträgt jedoch nur 3,2 kN/cm²
Reibungsbeiwert 0,6
Für die Hinterfüllung des Baukörpers mit Felsaushub galt:

$$\begin{aligned} \gamma_{tr} &= 1 \\ \gamma_w &= 1 \\ \varrho_{tr} &= 3 \\ \varrho_w &= 2 \end{aligned}$$

Da bei diesen Rechnungswerten ein landseitige Block des Kraftwerkes recht zur Flußachse nicht gleitet,

war ($V = 4300 \text{ t}$, $H = 4900 \text{ t}$, demnach Gleitsicherheitsgrad $\gamma = \frac{4300}{4900} \times 0,60 = 0,53 < 1,5$), erhielt dieser Teil in der Sohle einen 1,2 m tiefen Sporn, der parallel zur Flußrichtung verläuft; für ihn wurde ein zulässiger Stimmdruck von 12 kg/cm² festgelegt.

Das Kraftwerk ist in zwei, durch eine 2 cm starke getrennte Blöcke aufgeteilt. Die Fuge bildet eine Zwischenschicht aus Porestapeln und ist mittels zweier im Abstand von 1 m parallel verlaufender, 50 cm breiter Fugen gedichtet. Der Wasserandrang aus dieser Fuge in den Flußkanal ist minimal, etwa 1/2 l/min. Der flußseitige Block ist monolithisch mit dem ersten Wehrpfeiler verbunden, wobei hierbei auftretenden Betonabmessungen stellen das Beste dar, was im nicht vorgespannten Beton ohne Bewehrung hergestellt werden sollte. Quer zur Flußrichtung, d. h. der Kraftwerkslängsachse, beträgt die Blocklänge 27 m. In Flußrichtung beträgt die Länge des Trennpfeilers zu seiner ersten Fuge in Höhe des Saugschlauches 45 m.

Auf Grund der Versuchsergebnisse bei der Baugrubenhaltung für Wasserbau ist der Trennpfeiler aus hydraulischen Gründen 7,75 m über die Oberstromseite des Kraftwerkes vorgezogen. Unter der Wasserlinie ist der Trennpfeiler aufgeschlitzt und mit einer 40 bis 60 cm starken Leiste versehen (Abb. 9). Dadurch wird die Anströmung der nächstliegenden Maschine wesentlich verbessert. Neben der flußseitigen Begrenzung des Kraftwerkes dient der Trennpfeiler als Wange des Sektorwehres und zur Aufnahme der Wehrbetätigungsorgane und der Fischtreppe. Infolge der Bauweise erhält er, zumal in seinem oberen Teil, einen sehr

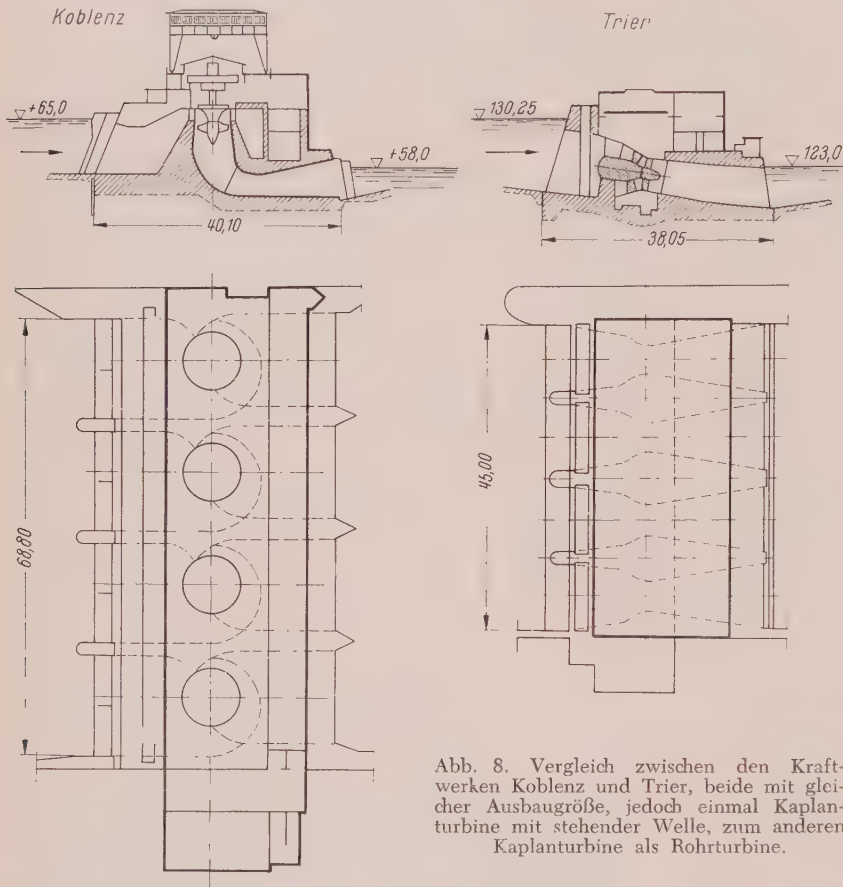


Abb. 8. Vergleich zwischen den Kraftwerken Koblenz und Trier, beide mit gleicher Ausbaugröße, jedoch einmal Kaplan-turbine mit stehender Welle, zum anderen Kaplan-turbine als Rohrturbine.

kraftwerke Erfahrungen gesammelt worden. Bei Osberg-hausen an der Agger (40 km oberhalb der Aggermündung in die Sieg) wurde 1956 eine Rohrturbine von 530 PS bei 6,5 m³/s und 7,25 m Fallhöhe in Betrieb genommen. Allerdings unterscheidet sich diese Turbine noch vom Typ Trier durch die Anordnung des Generators auf der Saugschlauch-seite der Turbine. Die Verlegung des Generators auf die Einlaufseite, wie sie an der Mosel vorgenommen wird, ergibt bei 3/4-Last eine Verbesserung des Wirkungsgrades um 2–3 %. Ein weiteres kleines Versuchskraftwerk wurde 1958 bei Wolsfeld an der Nims in der Eifel erstellt. Hierbei lag der Generator bereits auf der Einlaufseite [5, 6].

Beide mit Planetengetriebe ausgestatteten Rohrturbinen-anlagen haben sich in mehrjährigem Betrieb einwandfrei bewährt.

Das Flußbett der Mosel liegt im Bereich des Kraftwerkes Trier auf 123,5 m ü. N. N. Ab 122,0 m ü. N. N. steht roter, toniger Devonschiefer an, der nach unten in rötlich-blauen Schiefer übergehend zunehmend schwerer lösbar war, so daß z. T. gesprengt werden mußte. Der Schiefer erwies sich als recht dicht; die Wasserhaltung konnte bei einer Baugrubenfläche von 13 000 m² im wesentlichen mit 2 Pumpen ϕ 200 mm bewältigt werden, wobei der Haupt-anteil des Wassers von der Landseite her in die Baugrube eindrang. Gegen die Mosel war die Baugrube durch rd. 0,5–1,0 m in den Fels gerammte Spundbohlen mit luftseits hinterstüttetem Stützkörper abgesichert.

Trotz der Dichtigkeit der Felssohle wurde bei der statischen Berechnung die Wasserdruckverteilung unter dem Kraftwerk als geradlinige Verbindung zwischen OW- und

östen Querschnitt mit beträchtlich schwankenden Betonrücken. Da unter diesen Umständen und bei seiner großen Länge mit einem Vertikalschwindriß mit Sicherheit gerechnet werden mußte, wurde in Laufradmitte eine 7,50 m tiefe Teilfuge angeordnet, die von der Oberkante des Pfeilers bis auf 122,60 m ü. N. N. herabreicht. Eine Weiterführung nach unten war nicht möglich, da sonst auch das monolithisch mit dem Trennpfeiler verbundene Kraftwerk in Längsrichtung hätte geteilt werden müssen.

Dies war nicht zulässig, da dann die verbleibenden OW- und UW-seitigen Teile des Krafthauses für sich allein nicht standsicher gewesen wären. Unterhalb der Trennpfeilerfuge kam eine besonders starke Bewehrung zum Einbau (45 ϕ 26 St III a auf einem Betonquerschnitt von 1 m Höhe und insgesamt 6 m Breite). Dennoch zeigte sich nach einiger Zeit als Fortsetzung der Teilfuge ein noch 3 m nach unten verlaufender Riß. Die Teilfuge selbst wurde durch ein Fugenband und zusätzlich auf der Außenseite durch einen zwischen Stahlbleche geklemmtes Kupferblech gedichtet.

Abb. 9. Trennpfeilerkopf mit Leitwand.

Jeder Kraftwerksblock ist senkrecht zur Fließrichtung in verschiedene Berechnungssysteme (geschlossene Rahmen und offene Systeme) unterteilt angenommen. In Fließrichtung werden die Pfeiler statisch bestimmt als starre Balken auf elastischer Unterlage (lineare Verteilung der Bodenreaktionen) angenommen.

Für die Berücksichtigung von Temperatur- und Schwindspannungen galt $\Delta t = \pm 10^\circ \text{C}$ und einem Elastizitätsmodul von $270\,000 \text{ kg/cm}^2$. Die sich hiernach ergebende Zugkraft von 270 t/m^2 wurde je zur Hälfte dem Beton und den Stahleinlagen zugewiesen. Die Stahleinlagen lagen mit der errechneten Größe jeweils nur im unteren Teil des neu zu betonierenden Abschnittes und liefen nach oben auf. Für den unteren Betonierabschnitt, der auf der Bauwerkssohle ruht, galt selbstverständlich $Z \leq \text{Reibungskraft an der Sohle}$, bei $\mu = 1,0$ zugrunde gelegt wurde.

Für das Kraftwerk waren folgende Lastfälle zu untersuchen:

1. Oberwasserspiegel (HHW 132,31 m ü. N. N.).
2. Unterwasserspiegel (HHW 132,25 m ü. N. N.).
3. OW- und UW-Notverschlüsse bei allen Maschinen gesetzt, sämtliche Turbinenläufe und Saugschläuche leer, Vertikalbelastung nur Eigengewicht der Betonkonstruktion, Drucklinie unter dem Kraftwerk linear von OW nach UW.

4. Oberwasserspiegel 130,45 m ü. N. N. (= um 2 m erhöhter Normalstau), UW-Spiegel 122,80 m ü. N. N., sonst wie Lastfall 1.

5. Wasserspiegel wie Lastfall 1, sämtliche Maschinen und Verkehrslasten im Kraftwerk, sämtliche Einläufe und Saugschläuche mit Wasser gegen Auftrieb.

6. Wasserspiegel wie Lastfall 2, sonst wie Last-

Das Raumgewicht des Betons wurde zu $2,4 \text{ t/m}^3$ angenommen, bei besonders hoch beanspruchten Bauteilen mit $2,5 \text{ t/m}^3$. Die Sicherheit gegen Aufschwimmen beträgt im Lastfall 1 1,23; nach der geltenden Bestimmung muß sie höher als 1,1 sein.

Die OW-Ufermauer ist als Schwergewichtsmauer ausgebildet, am Kraftwerk beginnend mit einer wasserseitig senkrechten Wand und sich auf 48 m Länge in die Neigung 1:1 umlegend (Abb. 10). Sie erhielt in Höhe Stauziel (130,25 m ü. N. N.) eine dauernd wirksame und kontrollierbare Drainage. Von 123,0 bis 124,0 m ü. N. N. wurde eine Baudrainage angeordnet. Die Mauer wurde auf folgende Lastfälle untersucht:

1. Bauzustand: landseitiger Wasserdruck von Höhe Baudrainage bis zur Sohle, Auftrieb, Erddruck $\nu > 1,5$.

2. HHW, beidseitig gleicher Wasserspiegel, Erddruck unter Wasser, voller Auftrieb. $\nu > 1,5$.

3. Betriebsfall, Versagen der Drainage in Höhe Stauziel. Wasserspiegel landseitig 131,50 m ü. N. N., wasserseitig 129,05 m ü. N. N. $\nu > 1,1$.

4. Sonderfall Absenken der Stauhaltung, Wasserspiegel landseitig 128 m ü. N. N., flußseitig 125,0 m ü. N. N. $\nu > 1,1$.

Die UW-Ufermauer ist ebenfalls eine Schwergewichtsmauer. Ihre Krone liegt auf 127,0 m ü. N. N.; darüber setzt eine Pflasterböschung 1:1,5 an. Die wasserseitige Neigung der Unterwasserufermauer ändert sich von senkrecht auf 3:1; dann fällt die Mauerkrone ab und das Böschungspflaster wird mit herabgezogen (Abb. 11). In Höhe von 118,20 bis 123,0 m ü. N. N., jeweils 50 cm über dem unter 1:7 ansteigenden Kraftwerksauslauf, sind Drainagen angeordnet. Folgende Lastfälle wurden untersucht:

1. Bauzustand. Landseitig Wasserdruck von der Höhe der Drainage bis zur Sohle, Auftrieb, Erddruck $\nu > 1,5$.

2. Betriebszustand. Beidseitig gleicher Wasserspiegel (127,0 m ü. N. N.), Erddruck, unter Wasser voller Auftrieb $\nu > 1,5$.

3. Betriebszustand. Versagen der Drainage, Wasserspiegel landseitig 125 m ü. N. N., wasserseitig 124,33 m ü. N. N., Erddruck, Auftrieb $\nu > 1,1$.

Für die Ufermauern galt $\gamma\text{-Beton} = 2,3 \text{ t/m}^3$.

Der Wasserstrom durchfließt bei seinem Weg durch das Krafthaus recht verschiedenartige Querschnitte. Der Eintrittsquerschnitt ist rechteckig bei 10 m Breite und 9,20 m



Abb. 10. Ansicht von OW mit Ufermauer.



Abb. 11. Ansicht von UW.

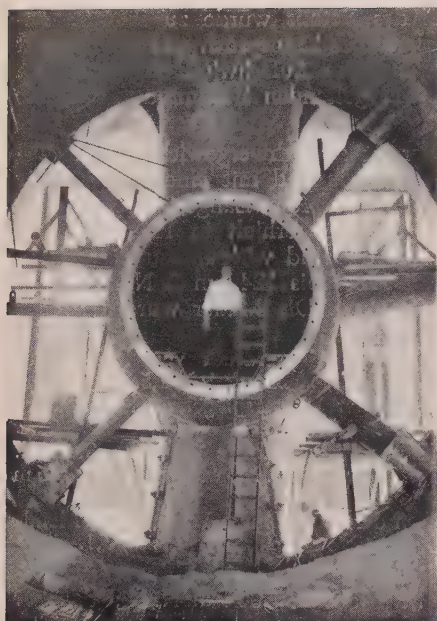


Abb. 12. Generatorgehäuse mit den Stützschaufeln, dem darunterliegenden Betonsockel und dem nach oben abführenden Stahlschacht.

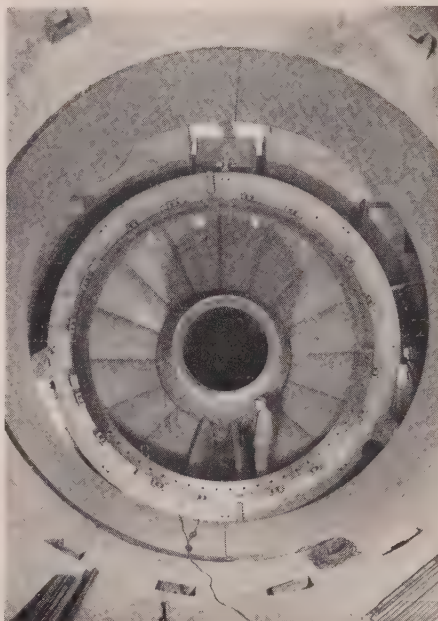


Abb. 13. Leitschaufeln während der Montage, von UW her gesehen.

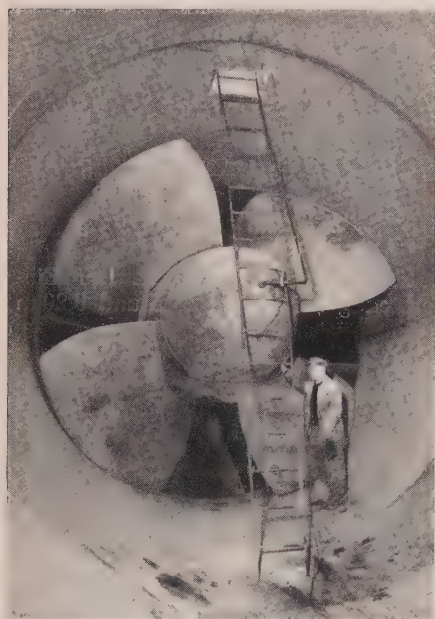


Abb. 14. Laufrad.

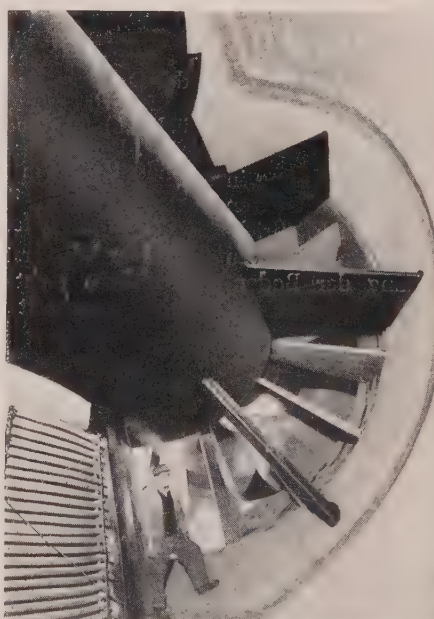


Abb. 15. Generatorgehäuse, auf dem Betonsockel, mit Stützschaufeln, geöffneten Leitradschaufeln und Laufrad. Um den Betonsockel verlaufen Kühlrohre für das Schmier- und Regleröl.

Höhe. Er verengt sich zum Kreisquerschnitt von 7,68 m ϕ . Im Bereich der 6 Stützschaufeln, die das Generatorgehäuse in den Achtpunkten des Kreisquerschnittes abstützen (in der Sohle stützt der Betonsockel das Gehäuse, im Scheitel ist es durch den Einstiegsschacht eingebunden) (Abb. 12), wird die Wasserführung auf 6 m Länge von einem freigespannten Stahlrohr (ϕ 5,30 m) übernommen. Innerhalb dieses Stahlrohres liegen die Leitschaufeln (Abb. 13) und dahinter das Laufrad (Abb. 14, 15). Das Rohr besteht aus einer oberen und unteren Halbschale, so daß es bei eingesetzten Notverschlüssen und nach Abbau der oberen Halbschale in einfacher Weise möglich ist, das Laufrad auszubauen. Unterwasserseitig lagert der stählerne Laufradmantel in einer Stopfbuchse und wird durch 64 über den Umfang verteilte Tellerfedern mit einer Kraft von 470 t in Richtung Oberwasser gedrückt (Abb. 16). Hierdurch wird

die Loslösung des Stahlrohres vom Beton auf der OW-Seite verhindert, die durch die stromabgerichteten Kräfte, namentlich beim Schnellschluß, von den Leitradschaufeln auf den mit dem Stahlrohr verbundenen Mauerring übertragen werden. Die Vorspannung ist so groß gewählt, daß im Lastfall „Schnellschluß“ immer noch eine Druckreserve übrig bleibt, sich somit die Fuge zwischen Stahl und Beton nicht öffnen kann und ein Wassereintritt in das Krafthaus verhindert wird.

Vom Übergang des stählernen Laufradmantels in einen Betonkreisquerschnitt von 5,06 m ϕ auf erweitert sich der 17,6 m lange Betonsaugschlauch zu einem Rechteck von 10,52 m Breite und 6,00 m Höhe.

Vor der Oberwasserwand des Krafthauses ist 50 cm ü. HHV das Podium mit der Rechenreinigungsmaschine angeordnet. Der Rechen besteht aus Flachstahl 80 $\times$ 8 mm mit einem lichten Abstand von 100 mm. Er ist für 1 m Wasserspiegeldifferenz dimensioniert und hat neben der oberen Auflagerung am Rechenpodium und der unteren Fußlagerung noch 3 fischbauchförmige Querträger als horizontale Auflager; diese sind in den Viertelpunkten der Rechenhöhe angeordnet. Beim Überschreiten der zulässigen Wasserspiegeldifferenz am Rechen ertönt im Kraftwerk ein Warnsignal.

Zwischen den Gleisen der Rechenreinigungsmaschine (Abb. 17) befinden sich mit abnehmbaren Gitterrosten versehene Schlitzöffnungen von 1,10 $\times$ 10,12 m², durch die mittels einer in der Rechenreinigungsmaschine untergebrachten Winde die oberwasserseitige Dammbalken zum Notverschluß eingebracht werden können. Während des Betriebes sind die Dammbalken einer Öffnung in der Einlaßschlitz zwischen Oberkante Rechenpodium und Einlaßdecke gelagert. Im Rechenpodium sind im Abstand von 1,50 m Rohrlager von 15 cm ϕ angeordnet, durch

die Schlacke zur Dichtung vor die eingesetzten Dammtafeln geschüttet werden kann.

Auf der Unterwasserseite sind als Notverschluß Stahlnadeln von trapezförmigem Querschnitt vorgesehen ($B_1 = 34$ cm, $B_2 = 35$ cm, $H = 35$ cm). Die größere Breite der Nadeln liegt dabei dem Krafthaus zugewandt. In die Nadeln Unterwasser zu öffnen Keile zwischen den einzelnen Nadeln kann Schlacke oder dgl. zur Erhöhung der Dichtigkeit eingebracht werden. Obwohl beim ersten Versetzen der Nadeln in der noch trockenen Baugrube fast zwischen allen Nadeln Lichtschlitze zu sehen waren, ist nach Einstreuen feingemahlener Schlacke sehr schnell eine ausreichende Dichtigkeit erzielt worden. Die Nadeln werden durch einen kleinen Kran versetzt, der auf dem Unterwasserpodium verfahren werden kann. Dieser Kran ist für den Einsatz

n mehreren Kraftwerken vorgesehen, er wird bei Bedarf durch einen Autokran verladen und per Lkw transportiert. Im Normalfall sind die Nadeln zwischen Unterwasserpodium und Unterwasserwand des Kraftwerkes gelagert (Abb. 18). Dieser Lagerraum wird aus ästhetischen und betrieblichen Gründen mit Gitterrosten abgedeckt.

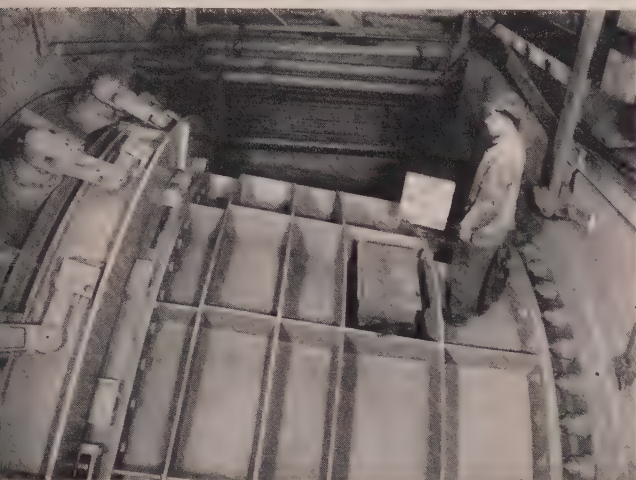


Abb. 16. Oberer Laufradmantel mit Leitradverstellung (links) und Tellerfedern (rechts).

Bei der betrieblichen Erprobung war bei den oberwasserseitigen Dammtafeln ein Wassereintritt von ca. 0,1 l/s Maschine festzustellen, bei den Unterwassernadeln von 18 l/s. Für die Entwässerung des Kraftwerkes sind insgesamt 4 Pumpen mit einer Gesamtförderung von 270 l/s installiert.

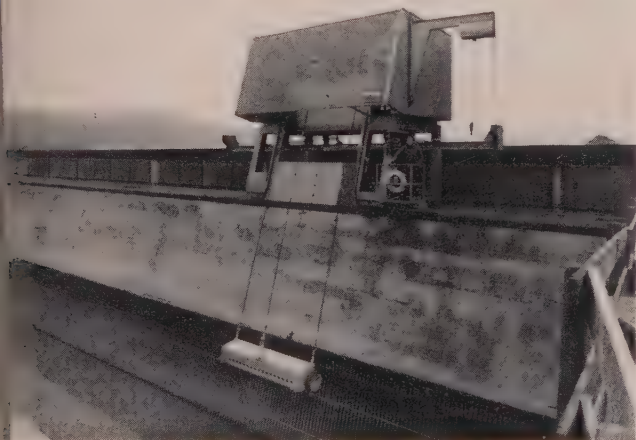


Abb. 17. Rechenreinigungsmaschine.

Im Normalbetrieb kann der Einlaufquerschnitt durch Leitradschaukeln verschlossen werden. Durch radial angeordnete Gummileisten und am Umfang befestigte Messingleisten wird dabei ein ausreichend dichter Abschluß erzielt (Verlust je Maschine etwa 18 l/s).

Auf der Landseite des Kraftwerkes ist in Höhe Maschinenhausflur ein Montagepodium von $7,50 \times 7,80$ m angeordnet, über dem im Dach eine mit Schiebedach versehene Luke ($4,70 \times 6,0$ m) liegt; durch sie können in einem Autokran alle Lasten in das Kraftwerk herabgelassen werden, wo sie der 35 t tragende Krafthauskran aufnimmt. Für das Verbringen kleinerer Lasten in das Kraftwerk besteht oberwasserseitig des Montagepodiums eine Materialschacht zwischen den Gleisen der Rechenreinigungsmaschine; durch einen an der Außenwand der Rechenreinigungsmaschine angebrachten Hilfszug können Lasten bewegt werden.

Das Krafthausinnere erhält durch 10 im Dach angeordnete doppelschalige Plexiglasskuppeln von je $1,6 \times 2,5$ m



Abb. 18. Lagerung der Nadeln zum Notverschluß eines Saugschlauches.

Fläche Tageslicht. Neben diesen Kuppeln ist noch eine kleinere Kuppel von $1,2 \times 1,2$ m, die von innen gelöst werden kann, als Notausstieg eingebaut. Messungen in Höhe des 9 m unter den Kuppeln liegenden Maschinenhausflures ergaben eine Lichtstärke von 280 lux bei einer im Freien vorhandenen Lichtstärke von 2500 lux (hochliegende, geschlossene Wolkendecke). Für Hallen wird im allgemeinen 120 lux als ausreichend betrachtet. An den senkrecht in Höhe Maschinenhausflur stehenden Steuertafeln ergab sich unter den gleichen Verhältnissen eine Lichtstärke von 170 lux, die für den Betrieb ausreichend ist.

Das Dach ruht mit einer 14 cm starken Betonplatte auf den im Abstand von 3,80 m in Flußrichtung angeordneten

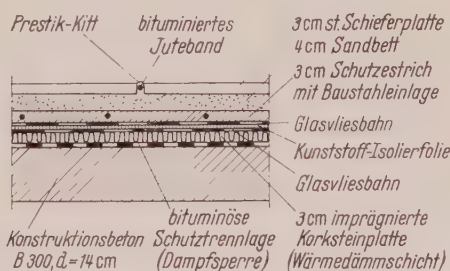


Abb. 19. Aufbau des Flachdaches.

Stahlbetonbindern. Es hat ein Gefälle von 1,5 ‰. Den Aufbau im einzelnen zeigt Abb. 19. Die eigentliche Dichtung wird durch die Kunststoffisolierfolie gebildet. Da bei diesem relativ jungen Baustoff noch nichts über seine Altersbeständigkeit ausgesagt werden konnte, wurde ein Alterungsversuch angesetzt. Im Verlauf dieses Versuches wurde ein Probestück 100 mal je 15 min lang Temperaturen von -20°C und $+70^{\circ}\text{C}$ im Wechsel ausgesetzt. Nach dieser Behandlung ergab sich gegenüber der unbehandelten Folie keine Änderung der Dampfdurchlässigkeit, sie betrug in beiden Fällen $2,1 \text{ gr/m}^2/24 \text{ Std.}$ bei einem Feuchtigkeitsgefälle von 85 auf 0,5 ‰. Da das Kraftwerk dicht neben einer stark befahrenen Eisenbahnstrecke liegt, wurde die Folie außerdem schwefeliger Säure ausgesetzt, um in etwa die Anfälligkeit gegenüber Rauchgasen festzustellen. Auch in diesem Fall ergab sich für die so behandelte Folie kein Verhaltensunterschied zur unbehandelten Folie. In beiden Fällen betrug die Zugfestigkeit i. M. 140 kg/cm^2 bei 170 % Bruchdehnung.

Im Falle Trier ist das Dach des Krafthauses durch eine in unmittelbarer Nähe erhöht vorbeiführende Bundesstraße besonders gut einzusehen. Um diese fünfte Fassade des Krafthauses entsprechend zu gestalten, wurden als oberste Dachschicht rechteckige Schieferplatten aufgelegt. Die betonierte Unterwasserwand des Krafthauses, die ebenfalls von der Straße aus zu sehen ist, erhielt zur Belebung eine rechteckige Aufteilung (Abb. 20).

Die äußere Gestaltung des Kraftwerkes ergab sich auf Grund eines Architektenwettbewerbes. Auch die äußere Form der Rechenreinigungsmaschine wurde auf Grund dieses Wettbewerbes festgelegt.

Die Hauptmassen des Kraftwerkes sind in B 225 hergestellt. Nur bei den höher beanspruchten Teilen, wie Kranbahn, Dach u. ä. wurde B 300 verwandt. Der Betonkies in den Korngrößen von 0—30 mm stammte aus Vor-

zeigten sich während des Winters quer zur Flußrichtung verlaufende Risse. Aus ihrer Lage zueinander konnte angenommen werden, daß sie miteinander in Verbindung stehen, so daß auch die Gefahr einer Wassereinsickerung aus den Saugschläuchen in das darüber angeordnete Maschinenhaus mit Schaltanlagen und Hilfseinrichtungen bestand. Zur Sicherung wurden die Risse auf 1 cm Breite und 2 cm Tiefe mit einer Korundscheibe aufgeschnitten und anschließend mit einem Kunststoffmörtel (Reaktionsharzkomposition) ausgespachtelt (Kosten 22,0 DM/lfm). Um Erfahrungen mit diesen neuartigen Dichtungsmitteln zu sammeln, fanden zwei verschiedene Fabrikate Verwendung. Die Kunststoffmörtel haben eine ausgezeichnete Haftung auf Beton und Stahl und bleiben bis zu Dehnungen auf 250 % voll elastisch.

An den Übergängen zwischen Beton und Stahlteilen des Lauftradmantels oder der Generatoreinstiegschächte wurden die Fugen ebenfalls aufgeschnitten und mit dem gleichen Kunststoffmörtel verspachtelt. Sämtlicher Vergußbeton dieser Stellen erhielt zur Verbesserung der Dichtigkeit oberflächlich einen 1,5 mm starken verschleißfesten Kunststoffüberzug auf Epoxybasis (Kosten 30,— DM/m²).

Für das Krafthaus und den Trennpfeiler waren 18 200 m³ Beton einzubringen. Hinzu kommen noch 4400 m³ für die ober- und unterwasserseitigen Ufermauern von je ca. 50 m Länge und die Auskleidung der Ein- und Auslaufsohlen. Der mittlere Rundstahlverbrauch für die gesamte Anlage ohne Ufermauern beträgt rd. 60 kg/m, wobei Stahl I und III a im Verhältnis 7 : 3 verwandt wurden.

Die Kosten für die beschriebenen Tiefbauarbeiten belaufen sich auf etwa 7 Mio DM; hierin sind die Erdarbeit (70 000 m³, davon 30 000 m³ Fels), die Baustelleneinrichtung, Baugrubenumschließung, Wasserhaltung, Straßenbau und alle weiteren Nebenarbeiten eingeschlossen. Die Bauzeit vom Antransport der ersten Baugeräte bis zur Inbetriebnahme der ersten Maschine betrug 2 Jahre.

Bauherr: Moselkraftwerke GmbH Andernach.

Generelle Planung und Bauüberwachung: Rheinisch-Westfälisches Elektrizitätswerk AG, Essen.

Beratende Ingenieurfirma und Bauleitung: Elektrizitäts-Actien-Ges. vorm. W. Lahmeyer & Co., Frankfurt/Main.

Baufirmen: Arge Heilmann & Littmann Bau AG, Frankfurt und Rheinische Hoch- u. Tiefbau Aktiengesellschaft, Mannheim.

Maschinenfirmen:

Turbinen: Escher Wyss, Ravensburg; Generatoren: Brown, Boveri & Cie., Mannheim; Getriebe: Hüttenwerk, Sonthofen; Rechenreinigungsmaschine: Maier, Brackwede; Notverschlüsse: MAN, Gustavsburg.

Architektonische Gestaltung: Prof. Dr.-Ing. W. Heilmann, Braunschweig.

Literatur

1. K. Fraaz: Die Bautechnik (1952), S. 237.
2. von dem Busche: Binnenschiff. (1957), S. 221.
3. Fraaz u. Berger: Die Wasserwirtschaft. (1960), S. 197.
4. K. Böhler: RWE-Verbund (1960), H. 29.
5. G. Hutarew: Die Wasserwirtschaft. (1957), S. 137.
6. K. Böhler: Die Wasserwirtschaft. (1957), S. 167.



Abb. 20. Unterwasseransicht mit Fischpaß.

kommen in der Nähe von Trier. Als Zement wurde nach Versuchen ein im Werk vorgemischter Dreistoffzement, bestehend aus 50 % Klinker, 35 % Hochofenschlacke und 15 % Trass, gewählt. Er zeichnet sich durch einen recht befriedigenden Festigkeitszuwachs auch noch nach 28 Tagen aus, zudem hält er die Temperaturentwicklung in Grenzen. Bei den größten Blöcken betrug während des Sommers 1959 die Temperatur im Betoninnern 48° C. Je m³ Frischbeton wurden 270 kg Dreistoffzement zugegeben, als Zusatz 0,8 kg/m³ Beton Plastocrete. Im Mittel lag hierbei die Wb₂₈ bei 270 kg/cm²; die Wassereindringung bei der DIN-Probe betrug 20 mm. Isolierungen oder Anstriche gegen Feuchtigkeit erfolgten nicht.

Das Vorhaben, bei der beschriebenen Konstruktion einen völlig rissefreien Beton zu erzielen, konnte nicht erreicht werden. In sämtlichen Saugschläuchen (l = 17,60 m)

Die Herstellung und Anwendung vorgespannter Fertigteile im amerikanischen Hochbau

Von Dr.-Ing. Ferdinand Rostásy, Evanston, Illinois

DK 666.987.2 : 666.982.4 : 624.92.012.46 (73)

I. Einleitung

Der Spannbetonbau ist in den USA nur zögernd heimisch geworden. Während in Europa, hauptsächlich in Frankreich und Deutschland, schon bald nach dem 2. Weltkrieg der Spannbeton mit zunehmender Intensität angewandt wurde, herrschte in den USA noch große Zurückhaltung. Der Grund für dieses in den USA so ungewöhnliche Zögern ist ein mehrfacher: Da diese Entwicklung hauptsächlich in Europa ihren Ausgang nahm, war bei den amerikanischen Unternehmern wenig Erfahrung vorhanden und man gab nur widerwillig bewährte Methoden auf. Das gigantische Straßenbauprogramm und die damit verbundene Erstellung einer Vielzahl von vorgespannten Brücken

begann eigentlich erst in der Eisenhower-Verwaltung 1952. Auch die Stahlknappheit während der Koreakrieg wirkte anregend für die Verwendung von Spannbeton. Ungleich zu Europa sind in den USA keine Brücken durch Kriegseinwirkung zerstört worden, und im Brückenbau mittleren bis großen Spannweiten war die Konkurrenz Stahlbauindustrie unantastbar. Ein weiterer sehr selbsterkannter Grund ist das verschiedene Verhältnis zwischen dem entwerfenden Ingenieur und dem Unternehmer in den USA. Die Unternehmung hat meist nur ausführende Aufgaben und greift nur in seltenen Fällen formgebend in den Entwurf ein.

Dieses Bild hat sich heute völlig umgekehrt. Das Spannbetonbau wurde für den Spannbetonbau durch den Bau der Wal-

ane-Bridge in Philadelphia im Jahre 1950 gebrochen. Dies t eine Brücke im Schnellstraßennetz der Stadt. Erst vor urzer Zeit wurde die Spannweite von 48 m ihres nach em Mangel-Blaton-Verfahren vorgespannten Mittelteils bertroffen. Richtungsweisend für die zukünftige Entwick- ung war der Bau verschiedener großer Piers von der Port f New York Authority. Der Pier 40 in Manhattan stellt n ungeheuer eindrucksvolles Beispiel für den vorgefertig- ten Spannbeton mit augenblicklichem Verbund dar. Bei diesem 18 723 000-Dollar-Projekt wurde mit 6000 vor- gespannten Fertigplatten eine Verladefläche von 6 ha er- stellt. Corbetta Construction Co. and Precrete Inc., beide on New York, waren die Unternehmer.

Von dieser Zeit an hat sich der Spannbeton hauptsäch- lich auf das Fabrikprodukt hin entwickelt. Die gütemäßig- en und wirtschaftlichen Vorteile der Massenproduktion andardisierter Elemente unter kontrollierten, zentralen herstellungsbedingungen wurde erkannt. Ein weiterer und ist in den außergewöhnlich hohen Stundenlöhnen er amerikanischen Baufacharbeiter und der starken Ein- ußnahme der Gewerkschaften auf das Baugeschehen zu sehen. Die ersten Spannbetonwerke wurden um 1952 röffnet. Vor allem in Florida, welches als die Wiege die- ser Entwicklung anzusehen ist, wurde ein Vielzahl von spannbetonwerken erstellt. Die großen Transportweiten ür Stahlbauteile und das feuchtheiße Klima der Golfküste, welches die Instandhaltung von Stahlbauten erschwert, waren dort sehr fördernd. Mit der Gründung des Pres- sessed Concrete Institute, einer Gesellschaft, in der Her- steller, Ingenieure und Wissenschaftler um die technische Förderung des Spannbetons bemüht sind, hat die ameri- kanische Spannbetonindustrie geistige Führung in großem aße erhalten. Heute hat sie sich mit ihren etwa 300 Werken und einem jährlichen Herstellungsvolumen von etwa 4 Mill. t Spannbeton einen breiten Absatzmarkt er- schlossen. Dies entsprach bis zum Jahre 1959 rund 4 Mill. m² an Brückenbauwerken und 2,3 Mill. m² an schbauten. Die Spannbetonindustrie ist in Anwendungs- biete eingedrungen, welche bisher unumstrittene Do- ine des Stahlbaus waren.

II. Die Herstellung von vorgespannten Fertigteilen

1. Standardisierung von Querschnittstypen

Man hat in den USA sehr schnell erkannt, daß Spann- tonfertigteile nur dann mit Stahlbauteilen wettbewerbs- ig sind, wenn man individuelle, von Werk zu Werk ver- edene Querschnittsgestaltung einer durchgreifenden rmung unterordnet. Durch enge Zusammenarbeit von erstellern, Ingenieuren und Stahlformnerzeugern im Rah- en des Standardisierungsausschusses des Prestressed oncrete Institute wird versucht, die Anzahl der Quer- schnittstypen auf ein Mindestmaß zu beschränken. Auch e Reihe von beratenden Ingenieurfirmen wie die Leap ociates, Lakeland, Florida, und die Freyssinet Co., New rk, haben bahnbrechend bei der Normung von Quer- schnitten gewirkt. Dies hat heute zur Folge, daß Stahl- men bzw. vollständige Spannbetten vom Katalog weg telt werden können. Mit der Herstellung von Formen lassen sich einige wenige Werke, welche meist Zweig- riebe von großen Unternehmungen der Maschinenindu- ie sind, wie z. B. die Blaw-Knox Company.

Die Abb. 1 zeigt eine Zusammenstellung der gebräuch- sten Querschnittsformen. Die wohl älteste Entwicklung en USA ist der Doppel-T-Querschnitt (Double-T, a). e Umfrage bei der amerikanischen Spannbetonindu- [1] ergab, daß dieser Querschnittstyp der meiste- ellte Fertigteil für den Hochbau ist. Er wird in etwa 1 Werken produziert und stellt etwa 26 % des Gesamt- tellungsvolumens dar (auch Brückenelemente ein- riffen). Das Anwendungsgebiet des Doppel-T's liegt ortsächlich im Industriebau, im Bau von Schulen und enhäusern, wo es für die Decken und Dächer Gebrauch et. Spannweiten bis zu 30 m und Nutzlasten bis zu

1250 kg/m² sind mit regulären 55 cm hohen Doppel-T's bewältigt worden. Steg-, Druckplattendicke und die Höhe können variiert werden. Sogar für den Straßenbrückenbau ist es, allerdings mit größerer Druckplattenbreite und Steghöhe, angewandt worden. Es kann sehr wirtschaftlich hergestellt werden; auch der Transport und die Montage sind ohne Schwierigkeiten. Der Preis schwankt je nach Orts- klasse zwischen 11 und 17 Dollar/m². Für schwer belastete Industriedecken ist der Γ -Querschnitt sehr geeignet, über den man ebenso wie bei der Doppel-T-Decke eine z. B.

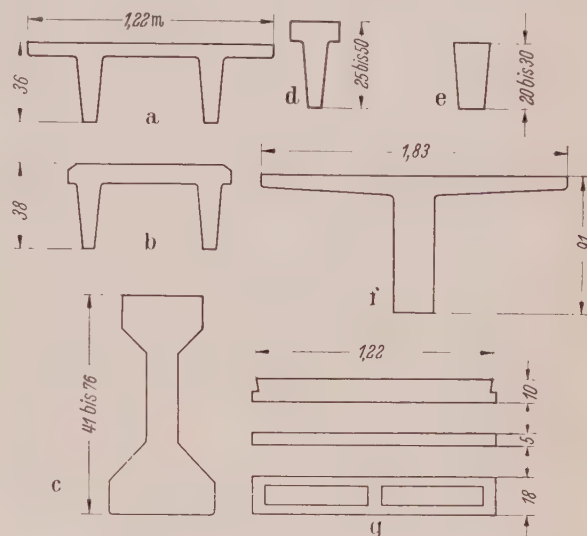


Abb. 1. Gebräuchliche Querschnitte.

5 cm dicke Ortbetonschicht betonieren kann. Durch ent- sprechende Bewehrung können durchlaufende Decken her- gestellt werden [2]. Der Γ -Querschnitt — in Abb. 1b ge- zeigt — liegt im Preis etwas höher als der Doppel-T-Quer- schnitt; die gleiche Stahlform kann verwendet werden. Für Balken sind drei Querschnittsformen gebräuchlich gewor- den: Der I-, T- und Keystone-Träger, welche in Abb. 1c, 1d und 1e gezeigt sind. Alle drei Typen finden für Decken und Dächer Verwendung. I- und T-Profile mit großen Querschnittstiefen bilden auch oft Riegel in Spannbeton- rahmen von Skelettbauten. Großer Beliebtheit erfreut sich der T-Querschnitt mit breiter Druckplatte, wie das Lin-Tee und Leap-Tee (1f). Bei einer Querschnittstiefe von 90 cm, Druckplattenbreite von 2,40 m und einer Spannweite von 30 m können Nutzlasten bis zu 320 kg/m² getragen werden. Der Keystone-Joist ist für kurze Spannweiten, leichte Lasten zusammen mit einer Gipsfaserplattenabdeckung eine sehr beliebte Lösung für Dächer mit sichtbarer Unterseite. Es kommt oft bei Schulen, Kaufhäusern, Motels etc. zur An- wendung (s. Abb. 1e).

Nach Beendigung des großen Stahlarbeiterstreiks im Jahre 1959 bietet die Stahlindustrie heute wieder eine starke Konkurrenz für die Spannbetonindustrie. In diesem Jahre hat sich dies in einer leichten Abnahme der Träger- produktion geäußert. Unbetroffen von dieser Entwicklung blieb die Herstellung von vorgespannten Platten und Plan- ken (s. Abb. 1g). Sie werden in Dicken von 5—10 cm und Breiten von 60 und 120 cm hergestellt. Auf T- oder I-Träger aufgelegt, können mit ihnen äußerst wirtschaft- liche und schnell montierbare Decken und Dächer erbaut werden. Mittels einer bewehrten Ortbetonschicht wird Durchlaufwirkung erzielt. Neuere Entwicklungen sind die Spannbetonplatte mit Längsaussparungen, welche mit Papperöhren geformt werden, und die stranggefertigte Spannbetonplatte (extrusion method). Spannweiten bis zu 11 m sind möglich bei einer Nutzlast von 400 kg/m².

Stützenquerschnitte und Verbindungen sind nicht stan- dardisiert, sondern sind dem Entwerfenden oder dem Werk überlassen. Darauf wird hier nicht näher eingegangen wer- den. Es besteht in zunehmendem Maße die Tendenz, sich

auf die Produktion einiger weniger typisierter Elemente zu beschränken. Eine Vielzahl von Werken hat sich völlig auf Industriehallen, Kaufhallen und Warenhäuser spezialisiert, wofür sie streng standardisierte Fertigteile nach dem Baukastenprinzip liefern. Während es einfach ist, die Deckenelemente und Dachteile zu normen, ist eine Normung der Rahmenelemente ungleich schwieriger. Eine größere Beweglichkeit ist hier nötig für den Entwurf.

2. Grundsätzliches über Fabrikationsanlagen

Die Anzahl der Spannbetonwerke in den USA ist in den letzten Jahren sehr stark angestiegen. Heute existieren über die gesamten Staaten verteilt etwa 300 Anlagen. In der Zahl der Anlagen war Florida eine Zeitlang führend. Heute jedoch haben die Staaten New York und Texas aufgeschlossen. In Texas sind etwa 23 Werke in Betrieb. Während die ersten Anlagen nach den Ideen ihrer Eigentümer erstellt wurden, werden heute die meisten Neugründungen von einigen wenigen großen Ingenieurfirmen geplant. Diese Firmen, wie z. B. die Leap Associates, Freyssinet Co., Schupack & Zollman u. a. m., haben sich auf die Planung von Spannbetonwerken spezialisiert. Als Entgelt für die Beratung stellen dann die neuen Werke die patentierten und standardisierten Profile der betreffenden Ingenieurfirmen in Lizenz her. Dies ist jedoch nur eine der Möglichkeiten. Etwa 60 % aller Anlagen sind von solchen Firmen entworfen worden.

Wie es logisch erscheint, wurde die Vorspannung — vor allem die mit nachträglichem Verbund — zuerst von Bauunternehmern praktiziert. Die Wendung zur Massenproduktion von Fertigteilen unter Fabriksbedingungen führte meist dazu, daß sich die Spannbetonwerke von der Unternehmung abspalteten und zu in Leitung und Operation völlig selbständigen Zweigbetrieben wurden. Viele Unternehmungen haben sich vollständig der Fertigteilherstellung zugewandt, während andere sich auf die Montage spezialisieren. Sehr viele Werke sind von Transportbetonherstellern gegründet worden. Eine Umfrage ergab, daß die meisten Werke noch mit anderen Zweigen der Betonindustrie verbunden sind, wie z. B. mit Transportbetonwerken oder Hohlblocksteinherstellern. Das Durchschnittsalter einer Anlage ist um 2—3 Jahre.

Die meisten Spannbetonanlagen sind nicht überdacht. Wenn auch in so einem Fall die Anlagekosten am geringsten sind, so führt dies doch vor allem in den Nordstaaten zur Produktionsstockung in den strengen Wintermonaten. Aber auch in den heißen Südstaaten wie z. B. Arizona erschwert die starke Sonneneinstrahlung die Betonarbeiten. Die neueste Tendenz ist, die Spannbetten in einer Halle unterzubringen und sich von Bodenfahrzeugen auf Laufkrane umzustellen (etwa 40 % aller Anlagen sind unter Dach). Die Produktivität einer solchen Anlage ist ungleich größer. Es ist auch noch zu erwähnen, daß einige Hersteller transportable Spannbetten unterhalten, welche, wenn die Baustelle außerhalb des wirtschaftlichen Transportradius liegt, dann zu dieser befördert werden können. Die Erfahrung hat gezeigt, daß nicht genügend Betriebsfläche erworben werden kann. Bei einer jungen Industrie, für deren vermutliche Entwicklung keine Erfahrungen vorliegen, können sich Fehlschätzungen der Betriebsfläche schmerzhaft auswirken. Obwohl Verallgemeinerungen schwer möglich sind, ist man heute der Meinung, daß eine Mindestinvestition von 250 000 Dollar nötig ist, wenn das Unternehmen erfolgreich sein soll [3]. Der Platzbedarf eines Werkes hängt von mehreren Faktoren ab, wie das Produktionsvolumen, die Art der Lagerung, u. a. m. Der Verfasser besichtigte eine Anlage in Florida, deren Gesamtfläche etwa 10 ha war. Jedoch nur 3 ha werden im Augenblick für die Produktion benutzt. Der Rest ist zukünftigen Erweiterungen zugeordnet.

Das Herz des Produktionsablaufs eines Spannbetonwerks ist seine Spannbettanlage. Die Hauptforderungen, welche an letztere zu richten sind, sind Vielseitigkeit, Pro-

duktionsgeschwindigkeit und strenge Güteüberwachung. Abb. 2 zeigt ein typisches nichtüberdachtes Vorspannwerk größerer Abmessung. Es ist die Anlage der Consumers Company im Süden von Chicago. Diese Firma stellte bisher hauptsächlich Brückenträger im Rahmen des Illinois-Tollroad-Programms her. Aber auch Doppel-T's werden produziert. Die zur Verfügung stehende Grundstücksgröße ist 8 ha. Hinter den Bürogebäuden im Vordergrund beginnen die Spannbetten, während der Lagerplatz im Hintergrund zu sehen ist. Zum Vergleich sei in Abb. 3 eine überdachte Anlage gezeigt. Es ist das Spannbetonwerk der Concrete Materials, Inc. in Charlotte, North Carolina, welches sich auf die Herstellung von Fertigteilen für Warenhäuser, Industriehallen aller Art etc. spezialisiert hat.



Abb. 2. Spannbetonwerk der Consumers Company im Süden von Chicago, Ill.

Das Fundament für ein Spannbett wird von einer durchgehenden Stahlbetonplatte gebildet. Diese Platte muß mit größter Genauigkeit hergestellt werden, da sie gleichsam eine Matrize die Formgebung des zu erzeugenden Produkts beeinflusst. Sie wirkt auch als Arbeitsplattform für die Herstellung. Auf die Platte werden die Stahlformen aufgelegt und verankert.



Abb. 3. Spannbetonwerk der Concrete Materials, Inc., Charlotte, N. C.

Man unterscheidet grundsätzlich zwei Spannbetttypen: der eine Typ wird ohne große Veränderungsmöglichkeit hauptsächlich zur Massenproduktion eines Standardelementes verwendet, nach dem größte Nachfrage herrscht. Sehr oft ist dies das Doppel-T-Bett. Der andere Bett-Typ — auch Universal-Bett genannt — dient zur Herstellung von Balken, Säulen, Pfählen etc. Leicht abwandeln Stahlformen werden verwendet. Für den ersten Typ werden oft mit Stahlblech ausgekleidete Betonformen benutzt.

Nach Erhebungen der Pit and Quarry Publications, Inc. betreibt ein Spannbetonwerk im Durchschnitt 4 Betten, einer Länge von 80 m und einer Breite von 2,50 m. Jedoch kann die Bettlänge zwischen 30 m und 200 m als Maximum

egen. Die Bettlänge hängt von vielen Faktoren ab. Von Einfluß sind das Produktionsvolumen, Durchschnittslänge des am öftesten wiederholten Elements, u. a. m. Die Anschaffungskosten von Stahlformen sind ziemlich hoch. Bei einer sich so stürmisch entwickelnden Industrie ist das Verleihen der Formen eher gegeben als deren Verschleiß. Die Abschreibungszeiträume für Spannbetten überschreiten daher in keinem Falle 3 Jahre.

Es gibt verschiedene Möglichkeiten, die Spannkraft aufzunehmen. Eine Methode, welche immer weniger verwendet wird, sind massive, stationäre Endblöcke. Die Kräfte werden durch das Eigengewicht und den passiven Erddruck in den Baugrund eingeleitet. Man geht heute dazu über, die Fundamentplatte des Spannbetts zur Kraftaufnahme heranzuziehen, welche dann wie eine exzentrisch gedrückte Säule mit kontinuierlicher seitlicher Abstützung durch den Untergrund wirkt. Die Plattendicke übersteigt kaum 25 cm. Um größte Wendigkeit zu erhalten, werden oft in regelmäßigen Abständen von 6 bis 10 m eine Art Taschen angebracht, in welche die schweren Stahltragträger eingesetzt und verkeilt werden. Ein Spannbett beliebiger Länge kann so hergestellt werden und der Abfall an Vorspannstahl ist ein Minimum. Bei mit Stahlblech ausgekleideten Betonformen können die Endblöcke ganz weggelassen und die Kräfte unmittelbar in den Beton eingeleitet werden.

Die Vorspannung erfolgt meist von einem Ende her. Beim Ziehen der Litzen, welches sich mehr und mehr einbürgert, ergibt die beidseitige Vorspannung jedoch geringere Reibungsverluste. Hinter dem Vorspannende ist der Stand mit den Litzenrollen (s. Abb. 2). Die großen Werke haben meist ihre eigene Betonanlage. Bei der Kombination Spannbetonwerk — Transportbetonfabrik wird tagsüber Transportbeton hergestellt, während nachts die Fertigteile betoniert werden. In manchen Fällen hat das Spannbetonwerk ein Abkommen mit einem Transportbetonwerk. Die Entwicklung jedoch geht zum eigenen Betonwerk. Die Güteüberwachung ist so am besten gewährleistet. Um die Betonanlage ist in sinnvoller Weise Lagerplatz und Vortriebsanlage gruppiert. Darauf wird im weiteren Verlauf dieses Berichts noch eingegangen werden.

3. Die Herstellung von Fertigteilen

a) **Baustoffe.** Der am meisten verwendete Vorspannstahl sind 7drähtige Litzen, welche gemäß der Norm ASTM A16-57 T hergestellt werden. Die Litze besteht aus einem 7-faden Mitteldraht, um den 6 Drähte spiralförmig mit einem Schlag von 1 : 12 gewunden sind (Abb. 4). Die chemische Zusammensetzung des Stahls ist

C	0,75 — 0,85 %
Mn	0,45 — 0,85 %
P	max 0,045 %
S	max 0,050 %

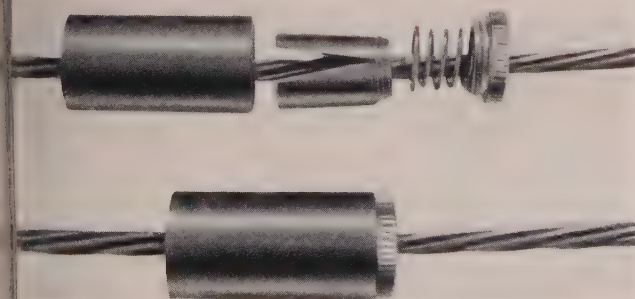


Abb. 4. Gebräuchliche Verankerung von Litzen.

Die Litzen werden in 5 Durchmessern hergestellt, welche zusammen mit anderen Angaben in Tab. 1 aufgeführt sind. Der Herstellungsprozeß ist kurz beschrieben: Das Vormaterial ist ein warmgewalzter Stab mit 7,6 mm Durchmesser aus SM-Stahl. Dieser wird zuerst patentiert, d. h. auf eine Temperatur von 1000° C erhitzt und dann in einem Bleibad von 570° C ab-

geschreckt. Dadurch wird das Feingefüge für das Kaltziehen geschaffen. Auf das Kaltziehen folgt das Wickeln der Litzen. Vor dem Aufspulen jedoch werden die Litzen in einem Bleibad von 450° C oder in einem Induktionsofen spannungsfrei gegläht. Dadurch werden die sekundären Spannungen, welche beim Ziehen und Wickeln entstanden sind, abgebaut. Gleichzeitig erhält die Litze die nötige Verformbarkeit und ist leichter zu handhaben bei der Herstellung der Fertigteile. Drahtstöße werden noch vor dem Patentieren gemacht, und es darf nur ein Stoß pro 30 m Litze vorkommen. Der am meisten verwendete Litzendurchmesser ist $\frac{3}{8}$ inch und $\frac{7}{16}$ inch. Eine Tendenz zu größeren Durchmessern ist bemerkbar. Die Gesamtmenge an Litzen, welche 1959 — dem Spitzenjahr für den vorgefertigten Spannbeton — verbraucht wurde, wird auf 50 000 t geschätzt.

Die Tendenz in der Herstellung vorgespannter Fertigteile in den USA ist auf größere Spannweiten bei zunehmender Schlankheit der Träger gerichtet. Der hohe Auftragsstand in der Industrie macht in vielen Werken einen 24stündigen Herstellungskreislauf pro Spannbett nötig. Dies bedeutet, daß auf den jungen Beton schon nach 16 bis 18 Stunden die Vorspannkraft übertragen werden müssen. Das zuverlässige Erreichen der Übertragungsfestigkeit ist deshalb ebenso wichtig wie die 28-Tage-Festigkeit, welche meist überschritten wird. Ein weiteres Problem ist die plastische Aufwölbung der Fertigteile infolge von Kriechen unter den Vorspannkraften. Ein hoher Elastizitätsmodul, geringes Schwinden und Kriechen sind weitere Forderungen. Diese Faktoren verlangen eine strenge Güteüberwachung im Werk, und die Einrichtung kleiner Bau-

Tabelle 1.

Nomineller Litzendurchmesser		Nominelle Fläche	Festigkeiten		Max. Litzenlänge pro Rolle
inch	mm		Streckgrenze*	Zugfestigkeit	
		mm ²	kg/mm ²	kg/mm ²	m
1/4	6,3	16,8	149	175	7500
5/16	7,9	37,5	149	175	4500
3/8	9,5	51,6	149	175	4500
7/16	11,1	70,4	148	173	3600
1	25,4	201,1	149	175	2700

* Spannung bei 1 % Gesamtverlängerung; $\epsilon_B \geq 3,5 \%$

stofflaboratorien bürgert sich bei den größten Werken mehr und mehr ein. Die Notwendigkeit einer Übertragungsfestigkeit von 250 bis 300 kg/cm² nach 16 bis 18 Stunden zieht gewisse betontechnologische Maßnahmen nach sich, welche kurz behandelt werden. Der Zementgehalt liegt nach der Umfrage der Pit and Quarry Publications bei etwa 420 kg/m³ Beton. Ein Drittel aller Werke verwendet normalen Portlandzement; ein zweites Drittel verwendet den frühhochfesten Portlandzement. Die restlichen Werke verwenden Spezialzemente, wie Luftporenzement etc. Die Gesamtmenge an Zement für die Herstellung vorgespannter Fertigteile war 1959 710 000 t, womit rd. 1,7 Mill. m³ Beton erzeugt wurden. Der Preis für 1 m³ vorgespannten Beton wird für den Doppel-T-Querschnitt mit etwa 118 Dollar angegeben. Die Zuschläge sind dieselben wie für herkömmlichen Beton. Die schlanken Querschnitte machen meist eine Größenbeschränkung nötig. Der Leichtbeton setzt sich mehr und mehr durch, zumal ohne Schwierigkeiten dieselben Festigkeiten erreicht werden können wie mit Schwerbeton. Auch Zusatzmittel wie Verflüssiger und Luftporenbildner werden im steigendem Maße verwendet. Auf die Nachbehandlung wird später noch eingegangen. Es wurde festgestellt, daß etwa $\frac{2}{3}$ aller Werke ihre eigene Betonherzeugung haben. Die Betonieranlagen schwanken

in ihrem Ausmaß zwischen dem großen Betonturm und dem Transportmischer.

b) *Vorspannung und Betonieren.* Ein Herstellungskreislauf an einem Spannbett beginnt mit der Vorbereitung der Stahlformen. Dann werden die Litzen durch die Öffnungen in den Ankerplatten und den einzelnen Endplatten hindurchgefädelt. Die Anker- und Endplatten tragen im normalen Fall die Anordnung der Litzen in den Endquerschnitten des Fertigteils (s. Abb. 5). Wenn die Litzen gerade durchlaufen, dann ist ihre Anordnung überall die gleiche. Die Litzenanordnung, die Randabstände und die gegenseitigen Abstände der Litzen richten sich nach konstruktiven Forderungen wie Feuerbeständigkeit, Eintragung der Spannkraft etc. Maßgebend aber ist auch die Art der Endverankerung. Sehr oft werden hierfür sogenannte



Abb. 5. Einzel-Vorspannung der Litzen eines I-Trägers.

„Strandvise“ verwendet, wie z. B. von Abb. 4 gezeigt wird. Die „Strandvise“-Keilverankerung besteht aus einer zylindrischen Hülse mit einer konischen Bohrung. In diese konische Öffnung passen drei gezahnte Keile, welche von einer Feder in die Öffnung satt eingepreßt werden. Dies ist eine verlässliche, schlupfarme Keilverankerung. Sie kann schnell über die Litze geschoben und wieder entfernt werden.



Abb. 6. Umlenkstelle der Litzen für einen schweren I-Träger.

Die Vorspannung erfolgt mit hydraulischen Pressen. Die Vorspannkraft wird manometrisch und über den Spannungsweg gemessen. Während von einigen Jahren hauptsächlich mit Pressen großer Kapazität z. B. 275 t die gleichzeitige Vorspannung aller Litzen bevorzugt wurde, werden heute die Litzen einzeln vorgespannt. Dies bringt Ersparnisse an Pressenkosten und Sicherheit beim Vorspannen. Auch läßt sich eine leichte Presse einfacher handhaben und schneller von Bett zu Bett versetzen. In Abb. 5 wird das Vorspannen eines I-Trägers gezeigt. Die Verankerung der Litzen auf der Ankerplatte erfolgt hier mit der beschriebenen Keilverankerung.

Es besteht die Tendenz, die Litzen zu spreizen, um eine bessere Anpassung der Vorspannmomente an die Momente äußerer Lasten zu erzielen. Ein Umlenkpunkt wird für einen schweren I-Träger von Abb. 6 gezeigt. Bei Doppel-T-Trägern ordnet man, wird die Spreizung angewandt, die Litzen in den Endquerschnitten hoch an und preßt sie in Feldmitte herunter. Dort sind sie dann gebündelt oder ohne Zwischendeckung aneinander liegend. Abb. 7 zeigt dies schematisch. Für schwere Träger werden Spannbettvorspannung und Vorspannung mit nachträglichem Verbund oft erfolgreich kombiniert. Ist eine Stegbewehrung nötig, so wird auch diese vorgefertigt und vor dem Vorspannen eingebaut.

Das Einbringen des Betons in die Schalung kann auf verschiedene Weise geschehen. Wenn ein Laufkran vor-

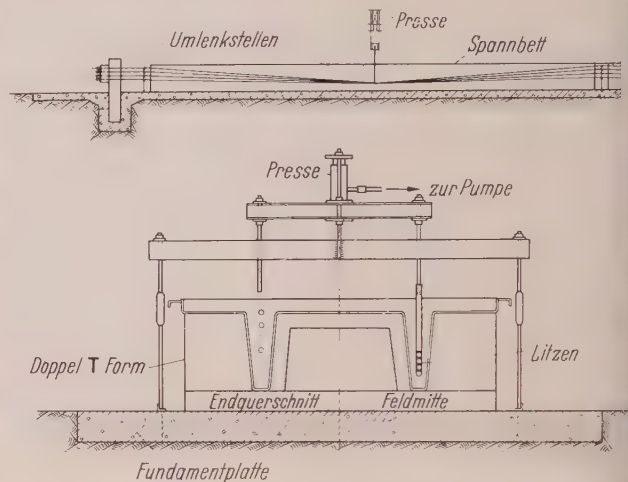


Abb. 7. Umlenkstelle von Litzen.

handen ist, werden meist Betonkübel verwendet. Anderen Möglichkeiten sind der Transportbeton-Lkw mit Betonrinne oder der Vorderlader. Die Verdichtung erfolgt auf herkömmliche Weise mit Innen-, Außenrüttlern sowie mit Rüttelbohlen. Auf das Betonieren folgt die Nachbehandlung, welche im folgenden kurz gestreift werde.

c) *Nachbehandlung und Übertragung der Vorspannkraft.* Die erforderliche Übertragungsfestigkeit von 25 bis 300 kg/cm² nach 16–18 Stunden verlangt eine wirksame und sorgfältige Nachbehandlung. Man ist sich einig, daß die Nachbehandlung mit ungespanntem Dampf in einer Temperatur von 45 bis 60° C die beste Methode ist. Die Erfahrung zeigte, daß höhere Festigkeiten erzielt wurden, wenn man mit der Dampfbehandlung erst 2 bis 3 Stunden nach dem Betonieren begann und diese dann etwa 12 bis 15 Stunden anhält. Die Fertigteile sind hierbei — wie auch in Abb. 2 gezeigt ist — mit Planen abgedeckt. Die Temperatur und Feuchtigkeit werden laufend kontrolliert. Etwa 47 % aller Hersteller wenden die Dampfhärtung an, während die restlichen die Nachbehandlung mit heißem Öl oder heißem Wasser bevorzugen. In diesen Fällen wird das Öl oder Wasser in Rohrleitungen entlang der Stahlform geleitet. Sprenger halten die Betonoberfläche naß. Die Kosten der Dampfbehandlung betragen etwa 2 % der Herstellungskosten des Fertigteils.

Ist die Betonfestigkeit für ausreichend hoch befunden worden, wird die Vorspannung eingeleitet. Dies wird gleichzeitig an beiden Spannbettenden durch Durchbrennen der Litzen mit der Äthylenflamme vollzogen. Eine allmähliche, wohlüberlegte Reihenfolge ist wichtig, um die Querspannungen klein zu halten. In schweren Trägern sind kräftige Bügel in engen Abständen unerlässlich, um das Aufklaffen und Öffnen der meist unvermeidlichen Horizontalrisse zu unterbinden.

d) *Transportbewegungen innerhalb der Anlage.* Nach der Übertragung der Vorspannung werden die Fertigteil entformt oder wie zum Beispiel im Falle des Doppel-T- und I-Querschnitts unmittelbar aus der Form gehoben. D



Schmiedag
AKTIEGESELLSCHAFT HAGEN (WESTF.)

LEHRGERÜST FÜR
DEN BAU EINER
WEITGESPANNTEN
INDUSTRIEHALLE



tragenden Stahlbetonrahmenbinder mit Stütz-
von rund 43 m wurden paarweise auf einem
lehrgerüste von 40 m Länge, 12 m Breite und
ohne hergestellt, das nach dem Absenken um
65 m verfahren wurde. Die hierbei erzielte Zeit-
materialersparnis wirkte sich vorteilhaft auf den
Baufortschritt aus.



STAHLROHRGERÜSTE

STAHLROHRGERÜSTE

EXZENTER-KUPPLUNGEN

HICO-SCHALUNGSTRÄGER

Schmiedag
AKTIENGESELLSCHAFT HAGEN (WESTF.)

PLANUNG

STATIK

VERMIETUNG

VERKAUF

AUF- UND ABBAU

Stahlrohrgerüste mit Exzenterkupplungen

Rohre nach DIN 2441, elektr. widerstandsgeschweißt
Außen- $\varnothing$ 48,3 mm, Wanddicke 4,05 mm
innen und außen feuerverzinkt

Normalkupplungen mit Exzenterverschluß
Strebenkupplungen mit Exzenterverschluß
Rohrverbinder zugfest mit Exzenterverschluß
Rohrverbinder druckfest
Gerüstschuhe einfach
Gerüstschuhe verstellbar

Hico-Schalungsträger

Teleskop-Schalungsträger 1,15 bis 1,85 m

Gewicht: 6 kg
Biegemoment: 150 kgm
Auflagekraft: 500 kg

Teleskop-Schalungsträger 1,80 bis 3,00 m

Gewicht: 8 kg
Biegemoment: 330 kgm
Auflagekraft: 750 kg

Teleskop-Schalungsträger V 200 D (Durchbauträger)
ab 2,90 m

Gewicht: ca. 10 kg
Biegemoment: 1,2 kgm
Auflagekraft: 1 t

Schalungsträger V 270 bestehend aus

Auflagestücken 1,00 bis 1,50 m

Mittelstücken 1,00 m

Gewicht: 14 kg
Biegemoment: 1,95 kgm
Auflagekraft: 1 t

Schalungsträger V 380 mit und ohne Unterspannung
bestehend aus

Auflagern 0,91 bis 1,20 m

Mittelstücken 0,90 m

Mittelstücken 1,30 m

Mittelstücken 1,80 m

Stufenlos anpaßbare Unterspannungshöhe

Gewicht: 30 kg

Biegemoment: 4,2 kgm

Biegemoment bei unterspannten Trägern

bis zu 16,0 kgm

Auflagekraft: 4 t

mit verstärkten Endstücken 6 t

HICO-SCHALUNGSTRÄGER

Elemente werden dann zum Lagerplatz befördert oder auch sofort auf das Transportmittel geladen, welches sie zur Baustelle bringt. Eine Vielzahl von Geräten stehen hier zur Verfügung, deren Anwendbarkeit von verschiedenen Faktoren abhängt, wie z. B. Spannbettlänge, Spannbettabstand, Produktionsvolumen, Fortbewegungsgeschwindigkeit und Wendigkeit des Geräts, etc. In der Hauptsache werden bewegliche Kranfahrzeuge angewendet. Abb. 8 zeigt einen Gleiskettenkran mit Ausleger, welcher Stapel- und Verladearbeiten durchführt. Ein solches Gerät ist dann geeignet,



Abb. 8. Lagerplatz der Concrete Materials Inc., Charlotte, N. C.

nenn nicht zu große Transportwege zu bewältigen sind, wegen seiner geringen Geschwindigkeit. Auch gummiereifte Fahrzeuge der gleichen Art wie z. B. Autokrane werden verwendet. Gabelheber und -stapler werden in 5 % aller Anlagen bei einer maximalen Kapazität von 10 t im Stapeln und Verladen von Platten, Planken und leichten Trägern angewandt. Bei überdachten Anlagen werden die Transport- und Hebearbeiten von Laufkränen ausgeführt. Für sehr schwere Träger werden Torladewagen

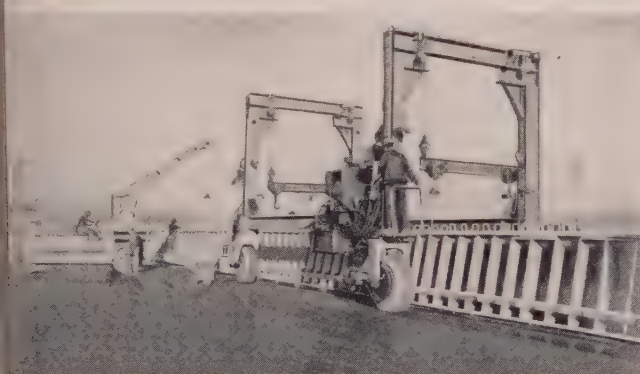


Abb. 9. Torladewagen beim Herausheben eines schweren I-Trägers.

„straddle-Carrier“) verwendet. Wie Abb. 9 zeigt, besteht aus zwei in einem Abstand von rd. 10 m stehenden, zueinander parallelen Stahlrahmen, welche miteinander durch Tragträger verbunden sind. An den Rahmenstielen sind gummiereifte Räder angebracht. Dieses Gerät überspreizt den Träger, hebt ihn auf und befördert ihn zum Lagerplatz. Gabelkrane werden für leichte Bauteile wie Planken etc., aber auch zum Versetzen von Formen und Bewehrungskörnern verwendet. In manchen Anlagen sind Portalkrane eingesetzt, welche die ganze Breite der Spannbettanlage bewältigen können.

III. Transport und Montage

Für die Beförderung der Fertigteile vom Spannbetonwerk zur Einbaustelle kommen eine Reihe von Transport-

mitteln in Frage. In jedem Fall hängt ihre Wirtschaftlichkeit von den Gegebenheiten ab. Die Art des Transports, welche am meisten verwendet werden soll, muß schon bei der Planung und vor allem bei der Platzwahl der Anlage berücksichtigt werden. Für Inlandanlagen wird hauptsächlich der gleislose Transport bevorzugt, obwohl in vielen Fällen die Beförderung mit Eisenbahn sehr wirtschaftlich ist. Beide Transportmöglichkeiten zwingen den Fertigteilen, bzw. deren Abmessungen, Beschränkungen auf wegen der Lichtraumprofile von Straße und Eisenbahn. Da jedoch hauptsächlich Träger, Pfähle, Platten geringer Breite erzeugt werden und weniger flächenhafte Elemente größerer Abmessung und Sperrigkeit, sind diese Beschränkungen von geringer Bedeutung. Einschränkend ist deshalb vor allem die Maximallänge der Transporteinheit, welche in manchen Staaten 33 m nicht überschreiten darf, und das Gewicht der



Abb. 10. Transport von vorgespannten Fertigteilen mittels Schwerlastkraftwagen.

Fertigteile. Anlagen, welche den Wasserweg zur Verfügung haben, sind von solchen Einschränkungen unbetroffen.

Keine Verallgemeinerungen können hinsichtlich der wirtschaftlichen Transportweite gemacht werden. Sie wird von Projekt zu Projekt und für jedes Werk verschieden sein.

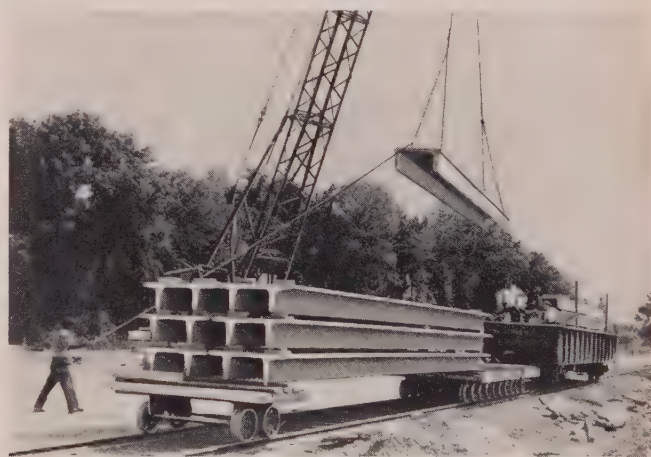


Abb. 11. Transport von vorgespannten Fertigteilen mittels Eisenbahn.

Die größte Transportweite, die bisher bewältigt wurde, war 1100 km, doch dies ist außergewöhnlich. Heute sind die Anlagen dichter verteilt über die einzelnen Staaten. Transportweiten von 200 bis 300 km hingegen sind alltäglich. In diesem Zusammenhang spielen das Gewicht der Fertigteile, topographische Gegebenheiten, der Ausbau der Straßen etc. eine Rolle. Im Rahmen des Illinois-Tollroad-Programms sind bis zu 45 t schwere, 32 m lange Brückenträger befördert worden. Die Transportweiten überschritten jedoch kaum 50 km.

Das am meisten verwendete Transportmittel ist der Lastkraftwagen. Für schwere Elemente sind Sonderkonstruktionen nötig. Lange, schwere Träger werden mit Kombinationen von 2- bis 3achsigen gummiereiften Schleppern,

welche oft eine Drehscheibe haben, und mit Montagewagen befördert. Abb. 10 zeigt einen Schwerlastkraftwagen mit Fahrgestell mit einer Ladung von schweren, langen Doppel-T-Trägern. An der Schlepperseite sind sie auf eine Drehscheibe aufgesetzt, welche das Ausfahren enger Kurven erleichtert. Eine Deichsel verbindet den Schlepper mit dem Fahrgestell. Doch sie ist oft nicht nötig und die Ladung wirkt als Deichsel. Natürlich ist dann eine feste Verzurrung nötig. Abb. 11 zeigt das Verladen von T-Trägern auf einen Eisenbahnwagen. Bis zu 10 Träger können so auf einmal

industrie ergab, daß etwa die Hälfte der Spannbetonwerke die Montage selbst ausführt, während im anderen Fall die Montage getrennt ausgeschrieben wird.

IV. Anwendung und Beispiele

Der Anwendungsbereich für vorgespannte Fertigteile in den USA ist sehr ausgedehnt, und verteilt sich mengenmäßig etwa je hälftig auf den Brücken- und Hochbau. Dieses Verteilungsverhältnis unterliegt einer steten Veränderung zugunsten des Hochbaus. Während bis vor wenigen

Jahren die amerikanischen Architekten — wenig vertraut mit den Möglichkeiten des Spannbetons und widerwillig seiner Anwendung gegenüberstehend — als hauptsächliches Anwendungsgebiet vorgespannter Fertigteile den Brücken- und Industriebau ansahen, verwenden sie heute in zunehmendem Maße Spannbetonfertigteilte, oft sogar für rein architektonische Gestaltungselemente. Diese Entwicklung wurde vorangetrieben durch eine zielbewußte Werbe- und Schulungstätigkeit der Spannbetonindustrie, des Prestressed Concrete Institute und der Portland Cement Association. Heute wird das Gestalten mit Spannbetonfertigteilen an jeder namhaften Schule für Architektur gelehrt.

Schweren Eingang findet der Spannbeton immer noch in große Städte wie New York City, Chicago u. a. m. Vor allem in Chicago hat die Baubehörde den Bau jeglicher Bauwerke aus Spannbetonfertigteilen in der Stadt untersagt, bei deren Feuerbeständigkeit einwandfrei geklärt ist. Vorsichtige, konservative Haltung steht wagemutigem Neuerungsstriem in stetem Kampf gegenüber. In den USA gibt es keine einheitlichen Bauvorschriften. Eine jede Stadt hat ihre eigenen Bauvorschriften, welche oft untereinander stark verschieden sind. Die ACI-Building Code und ASTM-Normen sind meist mit eingeschlossen. Dies hat zur Folge, daß in jeder Stadt der Kampf um die Anerkennung vorgespannter Fertigteile gewonnen werden muß. Eine Berechtigung für die meist konservative Einstellung der Behörden ist oft gegeben durch den Mangel an Versuchsergebnissen über die Feuerbeständigkeit. Die stürmische Entwicklung ist der Forschung im allgemeinen vorausgeeilt.

Der dem Bauen mit vorgespannten Fertigteilen entgegengesetzte Widerstand ist dort am stärksten, wo bewährte Konstruktionsmethoden und Baustoffe unmittelbar zur Verfügung stehen. Dies ist einer der Gründe, warum in Florida der Spannbeton so schnell Eingang gefunden hat. Natürliche Zuschläge und Zementwerke standen zur Verfügung; die Transportweiten für Stahlbauteile sind groß. Ähnliches gilt für alle Südstaaten und ist besonders ausgeprägt in Hawaii, wo sich das Bauen mit vorgespannten Fertigteilen in den letzten 3 Jahren als die meist angewandte Konstruktionsmethode erwiesen hat. Die nördlichen Staaten wie Illinois, Ohio, Pennsylvania und New York sind der Sitz der größten amerikanischen Stahlbauunternehmen, welche dort wegen der kürzeren Transportweiten einen Vorteil haben.

Die Anwendung von Spannbetonfertigteilen reicht von Bordsteinen, Beleuchtungsmasten, Trägern und Platten aller Art bis zu dekorativen, großflächigen Fassadenelementen. Wie schon erwähnt, besteht die Tendenz zur weitgehenden



Abb. 12. Versetzen eines schweren T-Trägers.

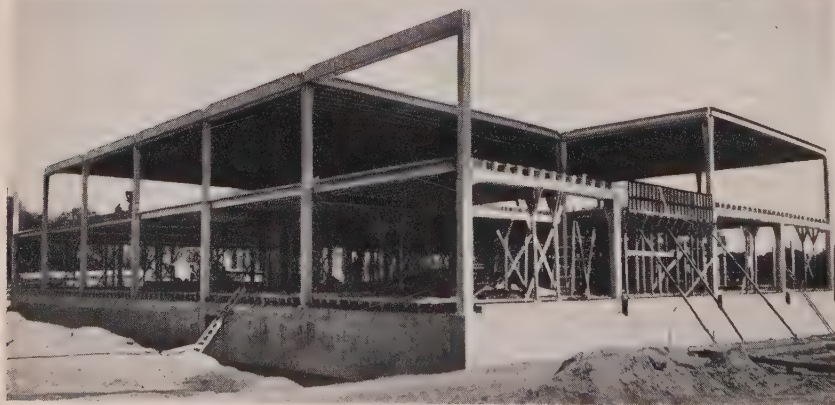


Abb. 13. Charlottetown Einkaufszentrum in Charlotte, North Carolina.

befördert werden. In diesem Fall ist von Bedeutung, ob auch die Baustelle an einem Gleisanschluß liegt und ob ein nochmaliges Umladen auf Lkw nötig ist. Für schwere Träger sind Spezialfahrzeuge entwickelt worden, welche ähnlich wie die „Straddle-Carriers“ arbeiten.

Für den Einbau der Fertigteile werden hauptsächlich bewegliche Kranfahrzeuge mit Ausleger verwendet. Turmdreh- und Portalkrane werden im allgemeinen nicht angewandt, ebenso wie schienengebundene Geräte meist vermieden werden. Abb. 12 zeigt das am häufigsten verwendete Versetzgerät mit Ausleger, welcher nur Vertikalbewegungen ausführt. Eine Umfrage bei der Spannbeton-

Formung von Bauwerken wie Industriehallen, Lagerhäuser, Kaufhäuser, u. a. m. Derartige Bauten sollen zukünftig nach dem Baukastenprinzip mit einem Satz genormter Elemente erstellt werden. Große Anpassungsfähigkeit an die vorliegenden architektonischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Forderungen sind die Bedingung hierfür. Ein Beispiel für diese Entwicklung ist das Charlottetown Shopping Center in Charlotte, N. C. (s. Abb. 13). Die Herstellung und Montage der Fertigteile wurde von der Concrete Materials, Inc. durchgeführt. Mit Ausnahme der taschenartigen Stützenfundamente, Untergeschoßumfassungswände und der Bodenplatte ist dieses etwa 20 000 m² überdeckende Einkaufszentrum mit Spannbetonfertigteilen erbaut. Die Stützen sind am Fuß als eingespannt zu betrachten. Die flachen Hauptträger wirken unter dem voll-



Abb. 14. Green Hills Supermarket in St. Joseph, Missouri.

ständigen Eigengewicht als einfache Balken. Auf die Hauptträger sind die Doppel-T's aufgesetzt, welche die Decken bilden und ebenfalls unter dem Eigengewicht als Balken wirken. Durch eine etwa 6 cm starke Ortbeton-schicht und die Hauptträger überquerende Bewehrung wird Durchdringung unter Nutzlasten für die Deckenelemente erreicht. Auch für die Hauptträger kann durch ähnliche Maßnahmen Kontinuität hergestellt werden. Abb. 14 zeigt ein Lebensmittelgeschäft, das mit Doppel-T-Trägern großer Spannweite überdacht wurde. Sie bilden eine durchlaufende Decke über zwei Felder mit einem Ortbetonträger als Mittelstütze. Beleuchtungskörper und Klimatisierungsmö-
belle können bei dieser Deckenart sehr zweckmäßig anbracht werden.

Vor allem in den Südstaaten werden in laufendem Maße Spannbetonfertigteile für Motels, Hotels und Mietshäuser verwendet. Abb. 15 zeigt den Frontenac Hotel Court in Sarasota, Florida. Das Traggerippe ist aus schlaff bewehrtem Rahmen in Ortbeton, während die Decken von Doppel-T-Trägern gebildet werden. Durch Einlagen in die Stahl-



Abb. 15. Frontenac Hotel Court in Sarasota, Florida.

formen werden die Verjüngungen für die Auskragung hergestellt. Für Motels, welche meist nur ebenerdig sind, findet als Dachpfette der Keystoneträger weite Verwendung. Es wird dann mit einer zementgebundenen Holzfaserplatte abgedeckt.

Ein hervorragendes Beispiel für die Anwendung von Spannbetonfertigteilen beim Bau eines mehrgeschossigen Mietshauses ist in Abb. 16 gezeigt. Es ist dies das 13-stöckige luxuriöse Diamond Head Apartment-Haus in Hawaii, dessen Erstellungskosten sich auf 1,7 Mill. Dollar beliefen. Dieses Bauwerk wurde von V. Ossipoff entworfen, während die konstruktive Gestaltung der Ingenieurfirma Park & Yee oblag. Die Gründung erfolgte mit vorgespannten Pfählen. Für den Stockwerksrahmen wurden vorgespannte Stützen und Riegel monolithisch verbunden. Die Decken werden von I-Trägern gebildet, deren Höhe 35 cm ist und deren Spannweiten zwischen 9 und 12 m liegen. Ihr gegenseitiger Abstand schwankt je nach Spannweite zwischen 1,40 und 2,00 m. Eine 9 cm dicke bewehrte Ortbetonplatte stellt eine allseitig kontinuierliche Verbundkonstruktion her.



Abb. 16. Diamond Head Apartment-Haus in Hawaii.

Für große Spannweiten findet der breitflanschtige T-Träger oft Anwendung. In Abb. 17 ist eine 6-geschossige Hochgarage gezeigt, welche in Beverly Hills, einem Stadtteil von Los Angeles, erbaut wurde und eine durchgehende Rampe darstellt. Der Grundriß dieses etwa 20 m hohen Bauwerks ist etwa 45 × 45 m und die Baukosten betrugen 600 000 Dollar. Die Stützen — ebenfalls vorgefertigt, aber nicht vorgespannt — sind in 3 Reihen zu je 8 Stützen angeordnet. Die verschiedenen Höhenlagen der Konsolen ergeben sich aus der Geometrie der Rampe. Nach Aufstellung der vorgefertigten Stützen wurden die Lin-Tee-Träger, de-

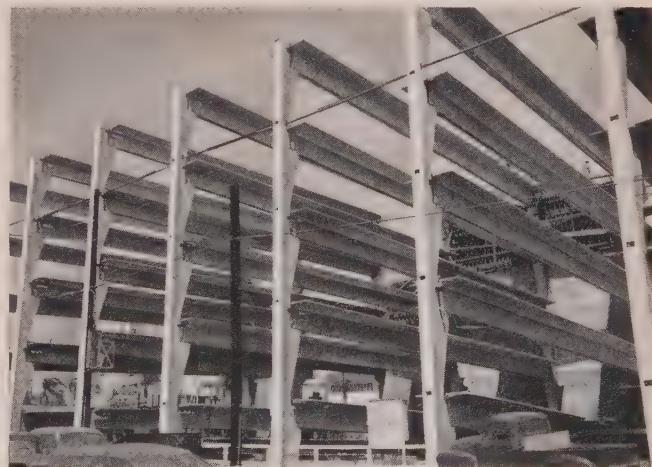


Abb. 17. Beverly Hills Hochgarage in Los Angeles, California.

ren Spannweite 22,7 m und gegenseitiger Abstand 6 m ist, eingebaut und mit den Stützen zusammengespant. Eine nachträglich vorgespannte Ortbetonplatte überdeckte die Träger. Ein Treppenhaus in Stahlbeton wirkt aussteifend. Die Druckplattenbreite der Lin-Tee-Träger ist 1,20 m. Die Kapazität der Garage beträgt 400 Personenwagen.

Sehr häufig werden Spannbetonfertigteile für den Bau von Schulen, Auditorien und Turnhallen verwendet. Abb. 18 zeigt ein Gebäude der Woolbridge Township Highschool in New Jersey, welches gleichzeitig als Auditorium und Turnhalle dient. Das Dach wird von Doppel-T-Trägern gebildet, welche frei auf den schlaffbewehrten, eingespannten Ortbetonbögen aufliegen. Die Spannweite der letzteren be-



Abb. 18. Auditorium und Turnhalle der Woolbridge Township Highschool in New Jersey.

trägt 30 m. Auch für alle anderen Teile der Schule wurden für die Decken und Dächer Doppel-T's verwendet. Die Architekten dieses Projekts waren Finne, Lyman und Finne von Trenton, New Jersey. Die Fertigteile wurden von der Atlantic Prestressed Concrete Company hergestellt.

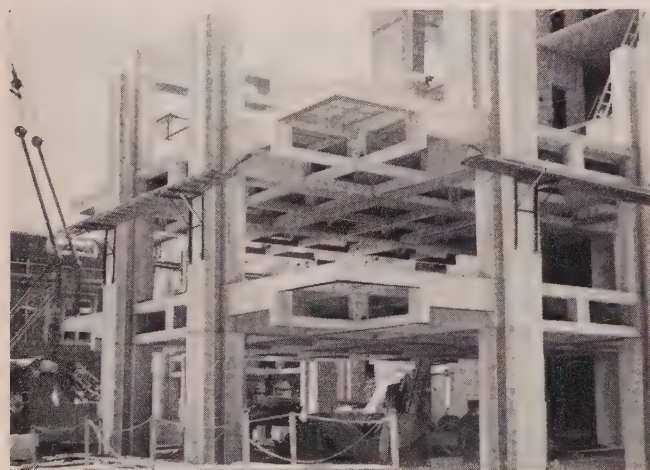


Abb. 19. Forschungsgebäude für Medizin der Universität von Pennsylvania in Philadelphia, Pa.

Zum Abschluß sei noch das Medical Research Center der Universität von Pennsylvania erwähnt (Abb. 19). Dieses außerordentliche, 8-geschossige Bauwerk stellt das Äußerste an Planung des Montagevorgangs und an Genauigkeit der Fertigteile dar. Das Forschungszentrum be-

steht aus einer Reihe von Elementen, welche im Werk teilweise vorgespannt und mit größter Präzision hergestellt wurden. Auf die Baustelle angeliefert, wurden sie zusammengesetzt. Durch ausgesparte Öffnungen wurden Spannglieder durchgefädelt und das Bauwerk wurde räumlich zusammengespant. Das Traggerüst, dessen Wirken und Funktion einen wesentlichen Bestandteil in der architektonischen Gestaltung des Bauwerks bildet, besteht aus einem sich durchdringenden System von Vierendeelträgern. Die Unterseite der Decken bleibt sichtbar; die Öffnungen in den Vierendeelträgern sind für die Unterbringung von Leitungen und Kanälen aller Art sehr brauchbar und machen letztere leicht zugänglich. Das Bauwerk, das in dreifacher Ausführung um einen Ortbetonkern gruppiert ist, wurde von L. Kahn entworfen und von A. E. Komendant konstruktiv gestaltet. Die Atlantic Prestressed Concrete Co. war die Herstellerin der Fertigteile.

Im vorstehenden wurde versucht, den Anwendungsbereich von vorgespannten Fertigteilen in den USA abzuzeichnen und an Hand einiger typischer Beispiele zu beschreiben. Nicht näher eingegangen wurde auf vorgespannte Bordsteine, Masten aller Art, Fassadenelemente, u. a. m. Auch können an dieser Stelle nicht konstruktive Details von Verbindungen, Auflagern und Stößen besprochen werden.

V. Zusammenfassung

Zunächst wurde einleitend die geschichtliche Entwicklung des Bauens mit vorgespannten Fertigteilen in den USA kurz beschrieben. Der Schlüssel zur erfolgreichen Massenproduktion unter Fabriksbedingungen und strenger Güteüberwachung ist Standardisierung. Die am meisten verwendeten Querschnitte und ihr Anwendungsbereich werden besprochen. Auf den grundsätzlichen Aufbau eines Spannbetonwerks ebenso wie auf den Produktionsablauf wird eingegangen. Die Baustoffe sind Litzen und hochfester Beton; ihre Eigenschaften, die Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung werden besprochen. Wichtig in bezug auf die Wirtschaftlichkeit des fertigen Produkts sind der Transport innerhalb des Werks und zur Einbaustelle. Die wichtigsten Transport- und Montagegeräte werden beschrieben. Schließlich wird der Anwendungsbereich von Spannbetonfertigteilen im Hochbau abgesteckt und an einer Reihe typischer Beispiele erläutert.

Dem Verfasser ist es ein aufrichtiges Bedürfnis, Herrn Buren C. Herod, Senior Field Editor, Pit and Quarry, Herrn Prof. Dr. T. Y. Lin, Universität von Kalifornien, der Firma Concrete Materials, Inc., Charlotte, N. C. und der Photobibliothek der Portland Cement Association, Chicago, Ill. für eine Reihe von Photographien seinen Dank auszusprechen.

Literatur

1. Roy L. Peck: "1959—1960 Review and Forecast of the Concrete Industries." Modern Concrete Vol. 23, No. 9, January 1960, S. 48—63.
2. Ferdinand S. Rostásy: "Development of Continuity Double-Tee Members by Composite Construction at Portland Cement Association Laboratories." Vortrag 6. Jahrestagung des Prestressed Concrete Institute, 27.—30. Sept. 1960. New York, N. Y.
3. Roy Peck: "Prestressed Concrete — Concrete Industry Yearbook 1960". Pit and Quarry Publications, Inc., Chicago, Ill. 1960.

Spannungsnachweis bei Fugenwasserdruck und schiefer Biegung mit Längskraft in beliebigen Querschnitten

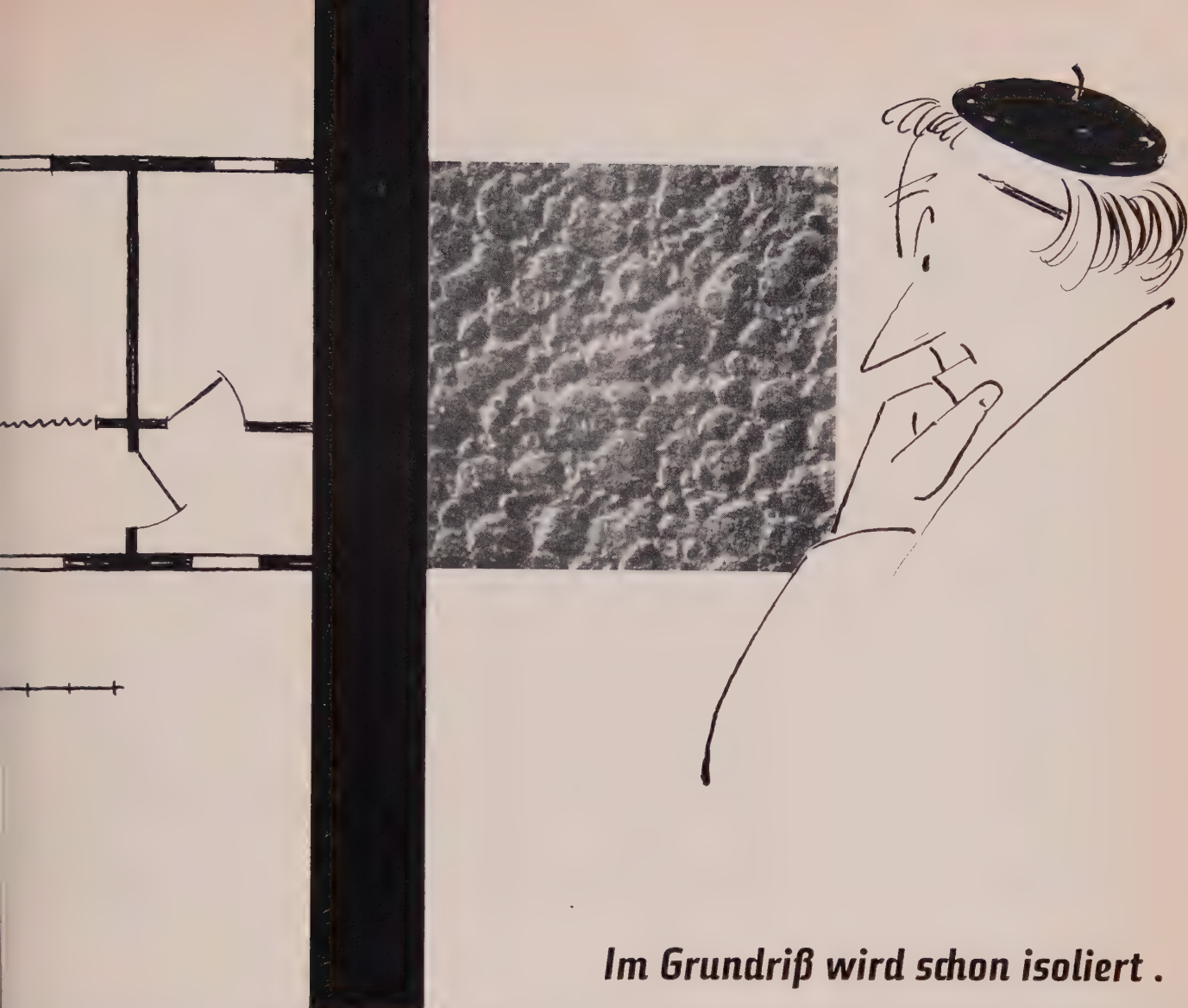
Von Klaus Opladen, Köln

DK 624.074.6 : 532.11 - 3 : 627.821.04

1. Einführung

Im Wasserbau besteht bei Wehr- oder Brückenpfeilern die Möglichkeit, daß in Biegezugrisse oder Arbeitsfugen Druckwasser eindringt und den Gleichgewichtszustand und die Spannungsverteilung ungünstig ändert. Nach DIN 19 702 [1] muß dieser Einfluß berücksichtigt werden, der für Rechteckquerschnitte mit einachsiger Biegung schon 1898 von Lieckfeldt

[2], [3] S. 257, rechnerisch erfaßt wurde. Für unbewehrte Rechteckquerschnitte mit zweiachsiger Biegung vereinfachte Czerny [4] mit Kurventafeln die Berechnung. Hier sollen für den Spannungsnachweis bei beliebigen Querschnitten die Grundlagen gegeben werden, aufbauend auf einem Aufsatz des Verfassers [5] über den allgemeinen Spannungsnachweis. Die Anwendung wird durch ein Zahlenbeispiel erläutert. Außerdem wird die Verwendungsmöglichkeit vorhandener Tafeln für den Spannungsnachweis bei Druckwasserangriff aufgezeigt.



Im Grundriß wird schon isoliert .

Die künftigen Bewohner sollen nicht mit Schrecken an die hohen Heizungskosten im Winter denken müssen; sie sollen aber auch nicht gezwungen sein, die Feste der Nachbarn „akustisch“ mitzufeiern.

Ein hervorragendes Isoliermaterial nach dem neuesten Stand der Technik ist [®]STYROPOR. **STYROPOR**, dieser schneeweiße, hochporöse Schaumstoff hat eine ausgezeichnete thermische und akustische Isolierfähigkeit. Eine ca. 1,0 cm dicke Platte verbessert zum Beispiel – je nach Aufbau der Massivdecke – die Trittschalldämmung um 13-15 Phon.

Weitere Eigenschaften von Schaumstoffen aus STYROPOR: federleichtes Gewicht (spez. Gewicht 0,02 g/cm³), saugt aufgrund der geschlossenen Zellenstruktur kein Wasser auf, gute mechanische Festigkeit, leicht zu verarbeiten, beständig gegen Säuren und Laugen, kein Nährboden für Schimmel- und Fäulnispilze, schwer entflammbar.

2061

BASF

Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG
L U D W I G S H A F E N A M R H E I N

In der Schweiz vertreten durch: **ORGANCHEMIE AG** · Zürich · Bellerivestraße 67

Der neuzeitliche Straßenbau

Aufgaben und Technik

Von Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. ERWIN NEUMANN,
Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart

Unter Mitarbeit von zahlreichen Fachgelehrten

(Handbibliothek für Bauingenieure. Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis.
Begründet von ROBERT OTZEN)

Vierte, neubearbeitete Auflage

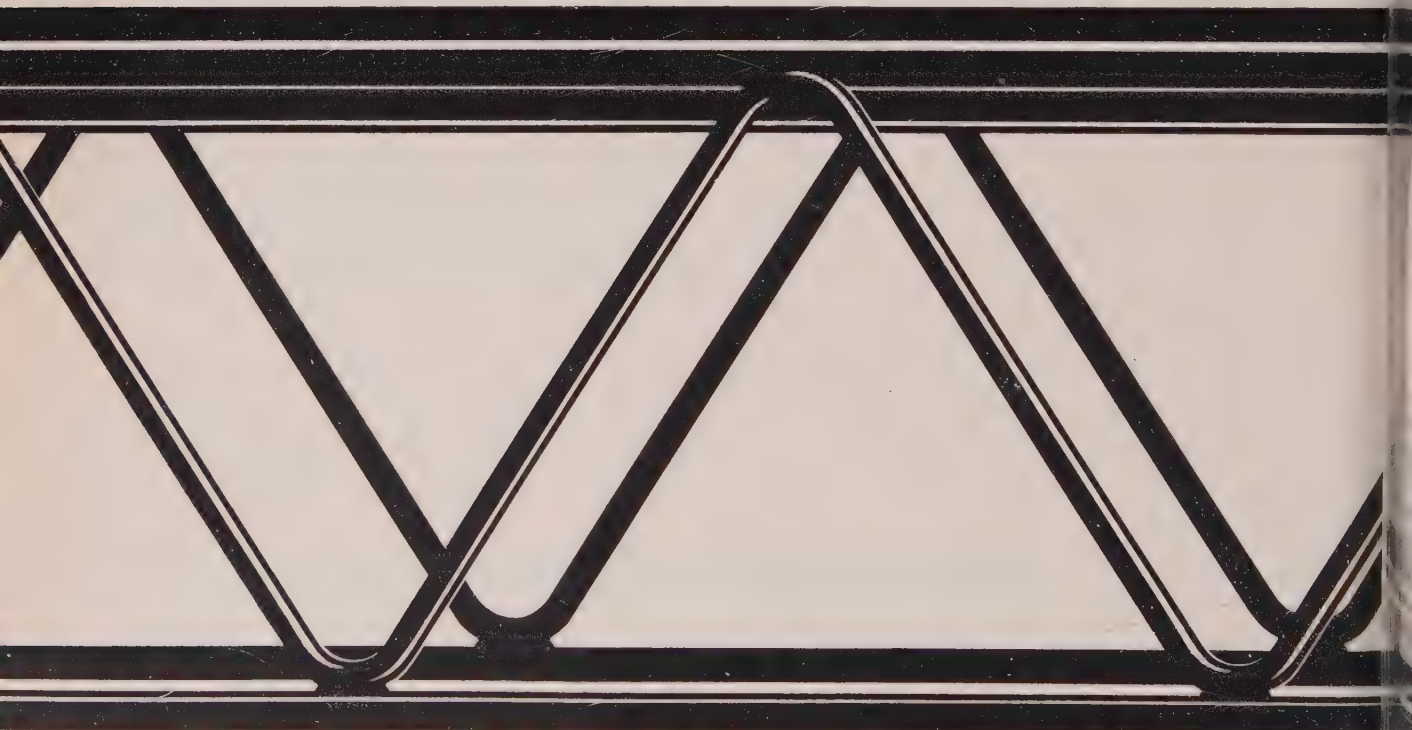
Mit 508 Abbildungen. XX, 649 Seiten Gr.-8°. 1959. Ganzleinen DM 66,—

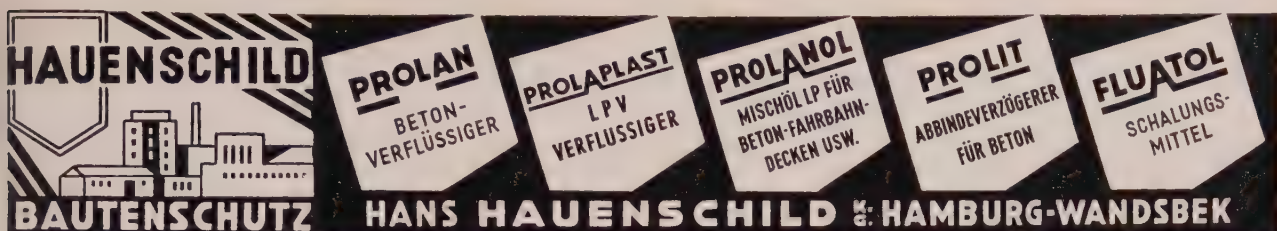
AUS DEN BESPRECHUNGEN

„In der vierten Auflage dieses Handbuches sind alle zehn Kapitel dem neuesten Stand der Straßenbautechnik entsprechend zum Teil durch neu gewonnene Mitarbeiter neu überarbeitet und erweitert worden. Dabei finden auch verschiedentlich die SNV-Normen der Vereinigung Schweizerischer Straßenfachmänner Erwähnung. Die neue Einteilung des Stoffes und dessen starke Gliederung in kurze Abschnitte nach Dezimalklassifikation erleichtert das Auffinden eines bestimmten Fachgebietes, was das Buch besonders als Nachschlagewerk für die Praxis geeignet macht. In einem ersten Kapitel werden die Beziehungen zwischen Verkehrsmittel und Fahrbahn gezeigt. Es folgt dann eine Behandlung der Trassierungselemente mit einem besonderen Abschnitt über Autobahnen sowie der Mittel zur Gestaltung der Straße. Der Bauausführung sind die Kapitel über den Erdbau, die Bemessung der Straßendecke, Bodenverfestigung und die neuzeitlichen Decken in starrer und flexibler Bauweise gewidmet. Ergänzend werden die Geräte und Maschinen zur Herstellung der Straßenbefestigung beschrieben. Der Abschluß des Buches ist den Problemen der Straßentunnel gewidmet. Wer sich noch eingehender mit einzelnen Fragen beschäftigen will, findet im Anhang ein umfangreiches Schrifttumverzeichnis.“

Schweizerische Bauzeitung

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG





HAUENSCHILD
BAUTENSCHUTZ

PROLAN
BETON-
VERFLÜSSIGER

PROLAPLAST
LPV
VERFLÜSSIGER

PROLANOL
MISCHÖL LP FÜR
BETON-FAHRBAHN-
DECKEN USW.

PROLIT
ABBINDEVERZÖGERER
FÜR BETON

FLUATOL
SCHALUNGS-
MITTEL

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG-WANDSBEK

allseitig bewegliche Gummilager



NEOPRENE LAGER^{*}

VORSPANN-TECHNIK

BRÜCKEN
INDUSTRIEBAU
BEHÄLTER

Ratingen
Postfach 191
R 44 57
FS 0858 2999

^{*} Zugelassen durch Bundesverkehrsministerium

hilft besser bauen
Schalungsträger
stverwendeten
Allein 1,9 Millionen
1960 an deutsche
ische Baufirmen.
ie alle
eräte, schnell,
wertbeständig zu bauen.

mebeck
mbH Düsseldorf

MOSELKRAFTWERK TRIER

IN ARBEITSGEMEINSCHAFT AUSGEFÜHRT DURCH:



Heilmann & Liffmann
Bau-Aktiengesellschaft

FRANKFURT AM MAIN

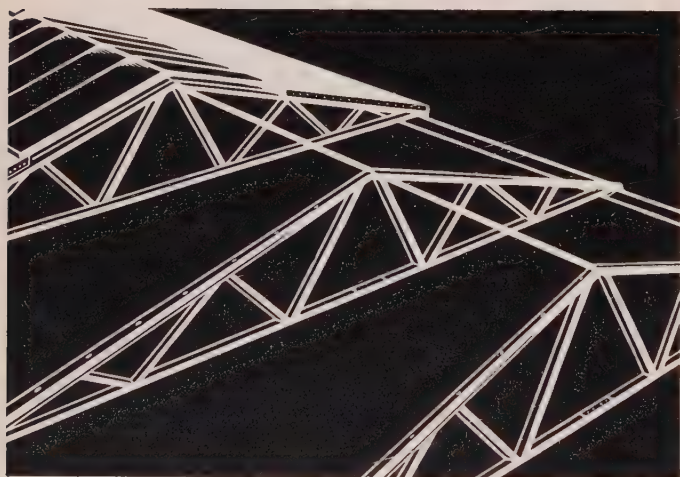
HOCH-, TIEF-, INGENIEUR- UND STRASSENBAU



RHEINISCHE HOCH- UND TIEFBAU-
AKTIENGESSELLSCHAFT

MANNHEIM

NIEDERLASSUNGEN WALDSHUT UND RASTATT
HOCH-, TIEF-, INGENIEURBAU · INDUSTRIEBAUTEN



**Wuppermann
DACHBINDER**



Serienmäßig aus
Stahlleichtprofilen hergestellt;
für stützenfreie
Hallenüberdachung;
Dachneigung 15°,
Spannweiten ab 7,50 m.

**STAHLLEICHTBAU CARL SCHULZ GMBH
LEVERKUSEN**

FERNSPRECHER 71103/4, FERNSCHREIBER 08510632 (ÜBER WUPPERMANN LEV)



**CERESIT
GEGEN
FEUCHTIGKEIT**

Fordern Sie Informationsschriften „Der „CERESIT-
BERATER“ orientiert Sie über den Einsatz vor-
chemischen Bau- und Bautenschutzstoffen.

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

2. Grundgedanke zur Berücksichtigung des Fugenwasserdruckes

Wie schon Czerny [4] zeigte, ist es zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen belanglos, welche Teile der Druckspannungskörper (Abb. 1) dem Fugenwasserdruck und welche den Betondruckspannungen zugeordnet werden. Wenn in einem unbewehrten Querschnitt der Fugenwasser-

die theoretisch richtigen Stahlspannungen möglicherweise mit einer geringeren Bewehrung als einer zur Deckung des „gesamten Zugkeiles“ erforderlichen. Eine andere Frage ist jedoch die Einhaltung einer Mindestbewehrung für gedrückte Bauglieder nach DIN 1045 § 22, 2d. Nach DIN 19 702, Erl. 3.412 kann wegen des bei Massenbetonbauten sonst notwendigen großen Stahlaufwandes von der

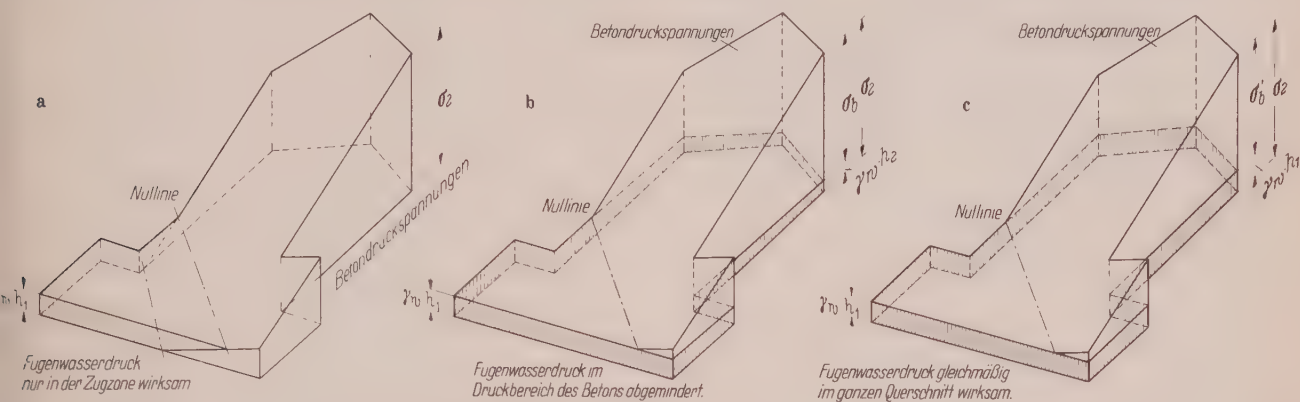


Abb. 1. Spannungskörper bei schiefer Biegung mit Längskraft in einem unbewehrten Querschnitt und bei verschiedenen Annahmen über den Verlauf des Fugenwasserdruckes.

druck nur im Bereich der Zugzone wirksam wird, gilt Abb. 1a. Bei einer entsprechend abgeminderten Fortsetzung des Fugenwasserdruckes auch im Bereich der Druckzone, wie sie in DIN 19 702 vorgesehen ist, gilt Abb. 1b. Zur Vereinfachung der Berechnung kann eine Aufteilung der Spannungskörper nach Abb. 1c angenommen werden. In den drei gezeigten Fällen müssen Rauminhalt und Schwerpunktlage des gesamten Spannungskörpers offensichtlich gleich sein.

Eine Aufteilung nach Abb. 1c gestattet es aber, von der gegebenen Normalkraft N (Druckkraft) die im Querschnittsschwerpunkt angreifende Resultierende A^* des gleichmäßig angenommenen Fugenwasserdruckes abzuziehen und mit der verringerten Normalkraft $N^* = N - A^*$ und den unverändert bleibenden Biegemomenten M_x und M_y den Spannungsnachweis in üblicher Form zu führen.

$$A^* = \gamma_w \cdot h_1 \cdot F,$$

$$N^* = N - A^*.$$

Hierin bedeutet:

= Höhe des Wasserspiegels über der untersuchten Fuge [L],

= Raumgewicht des Wassers [K/L³],

= Flächeninhalt des Pfeilerquerschnitts [L²].

Man erhält aus dem Spannungsnachweis den ideellen Wert σ_b . Die gesamte Spannung einschl. Fugenwasserdruck nach Abb. 1c $\sigma_2 = \sigma_b + \gamma_w \cdot h_1$. Hiervon kann ggfs. noch der Wert des Fugenwasserdruckes an der entsprechenden Stelle abgezogen werden, z. B. $\gamma_w \cdot h_2$ in Abb. 1b.

Die Nulllinie, die sich beim Spannungsnachweis mit N^* ergibt, trennt den Bereich der klaffenden Fuge vom Bereich der Betondruckspannungen. In Anlehnung an DIN 19 702 § 3 dabei mindestens die Hälfte der Querschnittsfläche der Druck stehen. Anderenfalls sollte der Querschnitt vergrößert oder bewehrt werden.

Für Stahlbeton-Querschnitte gelten offensichtlich die gleichen Überlegungen. Die Stahlzugspannungen werden bei nur indirekt durch Verringerung der Normalkraft und Verchiebung der Nulllinie vergrößert. In den Erläuterungen DIN 19 702 [1], Abschnitte 2.235 und 3.412, ist für schief beanspruchte Querschnitte eine Näherungsangabe gemacht, bei deren Benutzung jedoch verlangt wird, daß der „gesamte Zugkeil“ (Abb. 2) durch Stahleinlagen gedeckt sein muß. Wenn aber bei einem Spannungsnachweis in der hier gezeigten Form die Nulllinie für Zustand II (gerade Zugzone) richtig festgelegt worden ist, ergeben sich

Einhaltung dieser Bestimmung abgesehen werden. Man wird sich bemühen, bei solchen Bauteilen eine den wirklichen Verhältnissen gerecht werdende Bewehrung anzuordnen. Bei Pfeilern mit geringeren Abmessungen sollte man jedoch die Mindestbewehrung stets einlegen.

3. Zahlenbeispiel

Zur Erläuterung wird ein Beispiel vollständig durchgerechnet. Weniger bekannte Ansätze werden dabei zunächst vor den Zahlenwerten angeschrieben. Wegen Ableitung und Einzelheiten des rechnerischen Spannungsnachweises sei auf [5] verwiesen.

Gegeben ist der Pfeilerquerschnitt nach Abb. 3, in dem $N = 620$ t, $M_x = + 544$ tm und $M_y = + 113$ tm wirken. Die Druckhöhe des Wassers beträgt $h_1 = 12,50$ m. Die Querschnittsfläche ist $F = 9,81$ m² (s. u.).

Abminderung der Normalkraft

Die Resultierende des Fugenwasserdruckes und die abgeminderte Normalkraft sind nach Gl. (1):

$$A^* = \gamma_w h_1 F = 1,0 \cdot 12,50 \cdot 9,81 = 122,6 \text{ t},$$

$$N^* = N - A^* = 620 - 122,6 = 497,4 \text{ t}.$$

In der weiteren Rechnung ist N^* als Druckkraft negativ einzusetzen. Die Lage der Normalkraft N^* ist gegeben durch die Abstände vom Schwerpunkt des Querschnittes:

$$x_N = -M_y/N = -113/(-497,4) = + 0,228 \text{ m} = 2,28 \text{ dm},$$

$$y_N = -M_x/N = -544/(-497,4) = + 1,094 \text{ m} = 10,94 \text{ dm}.$$

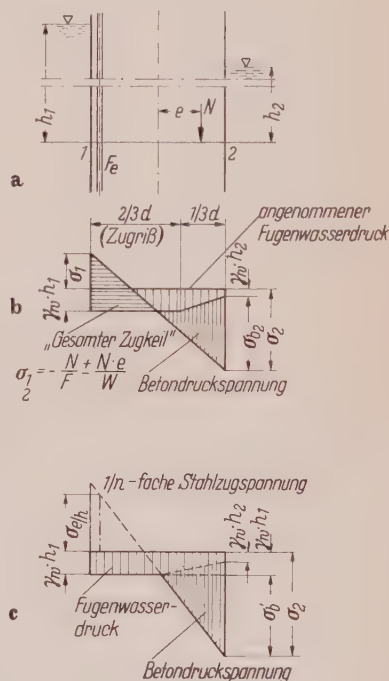


Abb. 2. Bewehrtes Bauglied mit Fugenwasserdruck: a) Ansicht; b) Spannungsverlauf nach der Näherung in DIN 19 702; c) Spannungsverlauf nach genauerer Ermittlung der Nulllinie.

Querschnittswerte für die volle Fläche

Achsenbezeichnungen und Maße vgl. Abb. 3. Alle Längen werden in dm eingesetzt.

$$F = 21 \cdot 38 + 2 \cdot 12 \cdot 5 + 21 \cdot 6/2 = 798 + 120 + 63 = 981 \text{ dm}^2,$$

$$u_s = 31/2 = 15,5 \text{ dm}; \quad v_s = (798 \cdot 19 + 120 \cdot 6 + 63 \cdot 40)/981 =$$

$$= 18\,402/981 = 18,76 \text{ dm},$$

$$J_u = \int v^2 dF = 798 \cdot 38^2/3 + 120 \cdot 12^2/3 + 63 (6^2/18 + 40^2) =$$

$$= 490\,790 \text{ dm}^4,$$

$$J_v = \int u^2 dF = 798 (21^2/12 + 15,5^2) + 60 \cdot 5^2/3 +$$

$$+ 60 (5^2/12 + 28,5^2) + 63 (21^2/24 + 15,5^2) = 286\,700 \text{ dm}^4,$$

$$J_{uv} = \int uv dF = 981 \cdot 15,5 \cdot 18,76 = 285\,225 \text{ dm}^4.$$

$$J_x = J_u - F v_s^2 = 490\,790 - 981 \cdot 18,76^2 = 145\,600 \text{ dm}^4,$$

$$J_y = J_v - F u_s^2 = 286\,700 - 981 \cdot 15,5^2 = 51\,010 \text{ dm}^4,$$

$$J_{xy} = J_{uv} - F u_s v_s = 0 \text{ (wegen Symmetrie)}.$$

Hilfswerte:

$$\xi = 0; \quad \eta = 0; \quad B_x = J_x; \quad B_y = J_y.$$

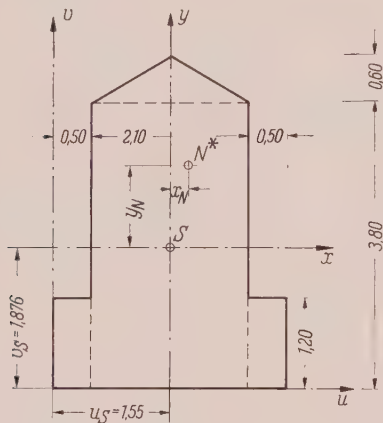


Abb. 3. Pfeilerquerschnitt zum Zahlenbeispiel.

Nulllinie bei Ansatz der vollen Fläche und Schätzung der endgültigen Nulllinie

$$x_0 = -B_y/F (x_N - \eta y_N) = -51\,010/981 (2,28 - 0) = -22,81 \text{ dm},$$

$$y_0 = -B_x/F (y_N - \xi x_N) = -145\,600/981 (10,84 - 0) = -13,57 \text{ dm};$$

$$u_0 = x_0 + u_s + v_s \cdot x_0/y_0 = -22,81 + 15,50 +$$

$$+ 18,76 \cdot 22,81/13,57 = 24,22 \text{ dm},$$

$$v_0 = y_0 + v_s + u_s \cdot y_0/x_0 = -13,57 + 18,76 +$$

$$+ 15,50 \cdot 13,57/22,81 = 14,41 \text{ dm}.$$

Diese Nulllinie ist in Abb. 4 eingezeichnet. Weil aber der Zugbereich des Querschnittes in Wirklichkeit nicht mitwirkt, wird sich die endgültige Nulllinie weiter zum Druckrand verschoben. Die Lage dieser endgültigen Nulllinie wurde so angenommen, wie in Abb. 4 vermerkt. Im Verlauf der Rechnung ergibt sich für den Querschnitt nach Zustand II (ohne Mitwirkung der Betonzugzone) für die gegebenen Lasten eine Lage der Nulllinie. Wenn diese mit der angenommenen übereinstimmt oder nur gering abweicht, so kann die Rechnung weiter fortgesetzt werden. Anderenfalls ist die Schätzung der Nulllinie zu verbessern, wozu man zweckmäßig eine Lage zwischen der zunächst angenommenen und der errechneten wählt.

Querschnittswerte für die Fläche ohne Zugzone

Vom vollen Querschnitt wird nunmehr die durch die geschätzte Nulllinie festgelegte Zugzone abgezogen, die in zwei einfache Teilflächen (Rechteck und Dreieck) zerlegt wird. Dies ist der einfachste Weg, um die unregelmäßige Druckfläche zu erfassen. Durch den Index II wird auf die Ausschaltung der Zugzone (Zustand II) hingewiesen.

$$F_{II} = 981 - 12 \cdot 5 - 19,5 \cdot 23,4/2 = 981 - 60 - 228 = 693 \text{ dm}^2.$$

$$u_{sII} = (981 \cdot 15,5 - 60 \cdot 2,5 - 228 \cdot 12,8)/693 = 17,51 \text{ dm},$$

$$v_{sII} = (18\,402 - 60 \cdot 6 - 228 \cdot 6,5)/693 = 23,90 \text{ dm},$$

$$J_{uII} = 490\,790 - 60 \cdot 12^2/3 - 228 \cdot 19,5^2/6 = 473\,460 \text{ dm}^4,$$

$$J_{vII} = 286\,700 - 60 \cdot 5^2/3 - 228 (23,4^2/18 + 12,8^2) = 241\,910 \text{ dm}^4$$

$$J_{uvII} = 285\,225 - 60 \cdot 2,5 \cdot 6 -$$

$$- 228 (-19,5 \cdot 23,4/36 + 12,8 \cdot 6,5) = 268\,250 \text{ dm}^4$$

$$J_{xII} = 473\,460 - 693 \cdot 23,90^2 = 77\,740 \text{ dm}^4,$$

$$J_{yII} = 241\,910 - 693 \cdot 17,51^2 = 29\,340 \text{ dm}^4,$$

$$J_{xyII} = 268\,250 - 693 \cdot 17,51 \cdot 23,90 = -21\,790 \text{ dm}^4. \text{ (Vorzeichen!)}$$

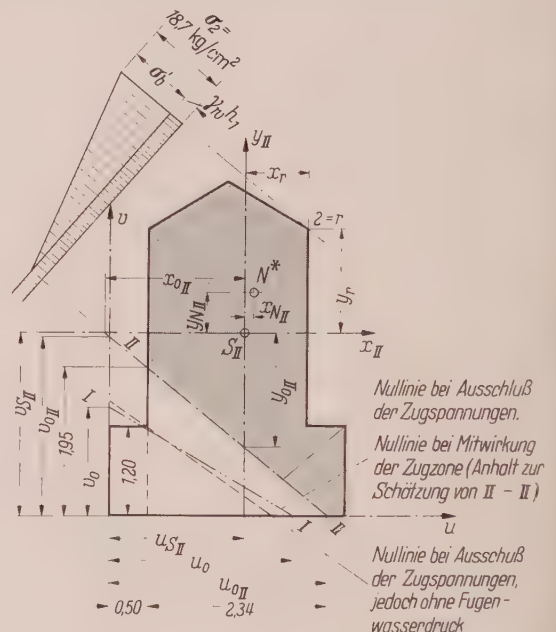


Abb. 4. Pfeilerquerschnitt mit Ausschluss der Zugspannungen (Zustand II).

$$v_{0II} \text{ geschätzt } 23,67 \text{ cm, gerechnet } 23,75 \text{ cm.}$$

$$u_{0II} \text{ geschätzt } 28,40 \text{ cm, gerechnet } 28,37 \text{ cm.}$$

Hilfswerte:

$$\xi = J_{xy}/J_y = -21\,790/29\,340 = -0,743,$$

$$\eta = J_{xy}/J_x = -21\,790/77\,740 = -0,280,$$

$$B_x = J_x - \xi J_{xy} = 77\,740 - (-0,743) (-21\,790) = 61\,560 \text{ dm}^4$$

$$B_y = J_y - \eta J_{xy} = 29\,340 - (-0,280) (-21\,790) = 23\,240 \text{ dm}^4$$

Angriffspunkt der Normalkraft bezogen auf den Schwerpunkt der Druckfläche

$$x_{NII} = x_N + (u_s - u_{sII}) = 2,28 + 15,50 - 17,51 = 0,27 \text{ dm},$$

$$y_{NII} = y_N + (v_s - v_{sII}) = 10,94 + 18,76 - 23,90 = 5,80 \text{ dm}.$$

Nachprüfung der Nulllinien-Lage

$$x_{0II} = -B_y/F_{II} (x_{NII} - \eta y_{NII}) =$$

$$= -23\,240/693 [0,27 - (-0,280) 5,80] = -17,69 \text{ dm},$$

$$y_{0II} = -B_x/F_{II} (y_{NII} - \xi x_{NII}) =$$

$$= -61\,560/693 [5,80 - (-0,743) 0,27] = -14,81 \text{ dm}.$$

$$u_{0II} = x_{0II} + u_{sII} + v_{sII} x_{0II}/y_{0II} = -17,69 + 17,51 +$$

$$+ 23,90 \cdot 17,69/14,81 = 28,37 \text{ dm},$$

$$v_{0II} = y_{0II} + v_{sII} + u_{sII} y_{0II}/x_{0II} = -14,81 + 23,90 +$$

$$+ 17,51 \cdot 14,81/17,69 = 23,75 \text{ dm}.$$

Diese Werte stimmen mit den angenommenen u_0 28,40 dm und v_0 = 23,67 dm sehr gut überein. Die berechneten Querschnittswerte sind demnach zutreffend. Offensichtlich ist die Bedingung erfüllt, daß mindestens die Hälfte des Querschnittes unter Druck steht.

Spannungsberechnung

Die größte Druckspannung σ'_b ist in dem am weitesten von der Nulllinie entferntesten Querschnittspunkt 2 zu erwarten. Dieser Punkt hat die Koordinaten $x_{rII} = 8,49$ und $y_{rII} = 14,10$ dm, wie man leicht prüfen kann. Hier ergeben sich die Widerstandsmomente:

$$W'_{xr} = B_x/(\xi x_r - y_r) = 61\,560/(-0,743 \cdot 8,49 - 14,10) =$$

$$= -3017 \text{ dm}^3,$$

$$y_r = B_y / (\eta y_r - x_r) = 23\,240 / (-0,208 \cdot 14,10 - 8,49) = -1868 \text{ dm}^3.$$

$$\sigma_2 = N/F - N \cdot y_{NII} / W'_{x_r} - N \cdot x_{NII} / W'_{y_r} = -[497,4/693 + 497,4 \cdot 5,80/3017 + 497,4 \cdot 0,27/1868] \cdot 10 = -17,45 \text{ kg/cm}^2.$$

(negativer Wert entspricht einer Druckspannung).

Hierzu kommt der Anteil aus dem Fugenwasserdruck $12,5 \cdot 1,0/10 = -1,25 \text{ kg/cm}^2$. Die Gesamtspannung ist danach $\sigma_2 = -17,45 - 1,25 = -18,70 \text{ kg/cm}^2$. In gleicher Weise könnten auch für andere Querschnittspunkte die Spannungen berechnet werden, indem die zugehörigen Querschnittskordinaten x_r und y_r in die Gleichungen für die Widerstandsmomente eingesetzt werden. Das Bild 1c zeigt den Spannungskörper für das durchgerechnete Beispiel.

Vergleichswerte für den gleichen Querschnitt ohne Fugenwasserdruck

Ein ähnlicher Rechnungsgang ergab für die gegebenen Lasten ohne Berücksichtigung des Fugenwasserdruckes eine Nullinie mit $u_0 \approx 21,5 \text{ dm}$ und $v_0 \approx 15,2 \text{ dm}$ (vgl. Abb. 4). Die zugehörige Eckspannung beträgt $\sigma_2 \approx -16,8 \text{ kg/cm}^2$. Die gedrückte Fläche ist größer, die Spannung kleiner als vorher.

Abschließende Besprechung des Beispiels

Im Vergleich zu der Untersuchung ohne Berücksichtigung des Fugenwasserdruckes ist festzustellen, daß wohl die Vergrößerung der Zugzone als die Erhöhung der Druckspannung durch den Fugenwasserdruck ausschlaggebend ist, wenn man die Vorschrift beachtet, daß noch mindestens die Hälfte des Querschnittes gedrückt sein soll. Der Einfluß des Fugenwasserdruckes ist um so beträchtlicher, je größer seine Resultierende A^* im Verhältnis zur gegebenen Druckkraft N ist und je größer die äußeren Momente M_x und M_y sind.

Eine Untersuchung mit Hilfe der bekannten zeichnerischen Verfahren zum Spannungsnachweis (vgl. Zusammenstellung in [6]) ist möglich. Die Lage der endgültigen Nullinie kann jedoch hierbei nicht genau bestimmt werden, weil sie parallel zur Nullinie des vollen Querschnitts angenommen werden muß. Wie Abb. 4 zeigt, ist für die Nullinie II — II gegen I — I verdreht. Die Berechnung des allgemeinen rechnerischen Verfahrens von Leher [7] stößt auf Schwierigkeiten bei der Berechnung des Inhalts und der Schwerpunktslage des Druckspannungskörpers über dem unregelmäßigen Querschnitt. Für das hier benutzte Verfahren mußten nur die Trägheitsmomente und das Zentrifugalmoment für den gedrückten Querschnittsteil berechnet werden, wobei man vom Gesamtquerschnitt regelmäßig die auszuschließende Zugzone abzog.

Für bewehrte Querschnitte sind ggfs. die Flächen der Bewehrungen n -fach mit einzusetzen. Die Rechnung wird dadurch nicht schwieriger.

Benutzung vorhandener Tafeln für den Lieckfeldt-Nachweis bei regelmäßigen Querschnitten

Wie in Abschnitt 2 gezeigt wurde, kann der Spannungsnachweis bei vorhandener Normalkraft N unter Berücksichtigung des Fugenwasserdruckes ersetzt werden durch einen analogen Nachweis mit abgeminderter Normalkraft N^* nach Gleichung (1). Dies gilt naturgemäß auch für den einfachen Fall eines Rechteckquerschnitts mit einachsiger Biegung, wie man an Hand der Lieckfeldtschen Formel [2] nach DIN 19 702 [1], Erl. 3.412 leicht prüfen kann. Demnach können aber auch alle bekannten Tafeln für den Spannungsnachweis unter Ausschluß von Zugspannungen bei regelmäßigen unbewehrten und bewehrten Querschnitten verwendet werden.

Wenn die speziellen Tafeln von Czerny [4] für unbewehrte Rechteckquerschnitte nicht vorliegen, kann man die bekannte Tafel von Pohl [8], [9] benutzen, die die Spannung angibt und in der durch eine Treppen-

linie der Bereich abgegrenzt ist, in dem der Lastangriffspunkt liegen muß, damit mindestens die Hälfte des Querschnitts unter Druck steht. Für unbewehrte Kreisquerschnitte sind im Betonkalender [9] Tafeln über Nulllinienlage und Größtspannung zu finden.

Für Stahlbeton-Kreisquerschnitte findet man im Schrifttum Hilfstafeln, die ebenso verwendet werden können wie die Tafeln für bewehrte Rechteckquerschnitte mit zweiachsiger Biegung. Hier soll noch als Beispiel der Querschnitt nach Abb. 5 unter Berücksichtigung des Fugenwasserdruckes berechnet werden. Wegen der gleichmäßigen Verteilung der Stahleinlagen über den Umfang verwendet man für den Spannungsnachweis zweckmäßig die Tafeln von Rousopoulos [10].

Gegeben sind $N = 76 \text{ t}$, $M_x = 105 \text{ tm}$; $M_y = 35,6 \text{ tm}$. Die Druckhöhe des Wassers ist $h_1 = h_2 = 10,35 \text{ m}$. Nach Gl. (1) ist

$$A^* = \gamma_w \cdot h_1 \cdot F = 1,0 \cdot 10,35 \cdot (0,8 \cdot 1,5) = 12,4 \text{ t}; \quad N^* = N - A^* = 76 - 12,4 = 63,6 \text{ t}.$$

Weiter rechnet man $\varepsilon_x = M_y/N^* \cdot b = 35,6/63,6 \cdot 0,8 = 0,70$ und $\varepsilon_y = M_x/N^* \cdot d = 105/63,6 \cdot 1,50 = 1,10$. Für die Bewehrung nach Abb. 5 mit $2 \text{ mal } 10 \phi 18 \text{ mm}$ an den Schmalseiten und je $14 \phi 14$ an den langen Seiten ist $F_e = 94 \text{ cm}^2$ und $\mu = 100 F_e/b \cdot h = 100 \cdot 94/80 \cdot 150 = 0,8 \text{ ‰}$. Für diese Eingangswerte entnimmt man der Tafel 2 von [10] die Hilfsgrößen $\nu = 0,053$ und $\varphi = 1,6$. Weiterhin ist dann: $\sigma'_b = N^*/b \cdot d \cdot \nu = 63,6/0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,53 = 1000 \text{ t/m}^2 = 100 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = n \sigma'_b \varphi = 15 \cdot 100 \cdot 1,6 = 2400 \text{ kg/cm}^2$. Weil die Druckhöhe des Wassers in diesem Beispiel auf allen Seiten gleich ($h_1 = h_2$) ist, gilt $\sigma_b = \sigma'_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_2 = \sigma'_b + \gamma_w \cdot h_1 = 100 + 1 \cdot 10,35/10 = 101,04 \text{ kg/cm}^2$. Ohne Berücksichtigung des Fugenwasserdruckes, also mit $N = 76 \text{ t}$, ergibt die Rechnung mit der gleichen Hilfstafel $\sigma_b = 92 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 2000 \text{ kg/cm}^2$. Man erkennt den ungünstigen Einfluß des Fugenwasserdruckes auch bei bewehrten Querschnitten.

5. Zusammenfassung

Es ist möglich, den Einfluß des Fugenwasserdruckes in teilweise gerissenen Querschnitten (Zustand II) durch eine abgeminderte Normalkraft zu erfassen. Man kann dabei für regelmäßige Flächen vorhandene Tafeln und für unregelmäßige Querschnitte eines der allgemeinen Verfahren verwenden.

Für die Anregung zur Bearbeitung dieses Aufsatzes fühlt sich der Verfasser Herrn Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. Chwalla $\dagger$, zu Dank verpflichtet.

Literatur

1. DIN 19 702 (Entwurf) Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten, 1958, Berlin, Beuth-Vertrieb.
2. Lieckfeldt, Die Standsicherheit von Staumauern mit offenen Lagerfugen. Ztrbl. d. Bauverw. (1898), S. 105/111.
3. E. Chwalla: Einführung in die Baustatik, Neudruck der 2. Aufl. S. 257, 1954, Köln, Stahlbau-Verlag GmbH.
4. F. Czerny: Über die Standfestigkeit von Wehrpfeilern. Österr. Wasserwirtsch. 7 (1955) H. 4, S. 82/89.
5. K. Opladen: Spannungsnachweise bei schiefer Biegung mit und ohne Längskraft in beliebigen Querschnitten. Beton- u. Stahlbetonbau 53 (1958), H. 11.
6. Hütte, 28. Aufl. Band III S. 301. Berlin: Wilh. Ernst & Sohn.
7. A. Pucher: Über die schiefe Biegung von Eisenbetonstäben. Bauingenieur 21 (1940), H. 17/18.
8. K. Pohl: Zahlentafel zur Bestimmung der Nullinie und der größten Eckenpressung im Rechteckquerschnitt bei Lastangriff außerhalb des Kerns und Ausschluß von Zugspannungen. Eisenbau 9 (1918), H. 10, S. 211.
9. Betonkalender 1961 I. S. 186, Berlin: W. Ernst & Sohn.
10. A. Rousopoulos: Die allg. Lösung des Problems des exzentrisch beanspruchten Eisenbetonquerschnittes. Beton u. Eisen 38 (1939), S. 79.

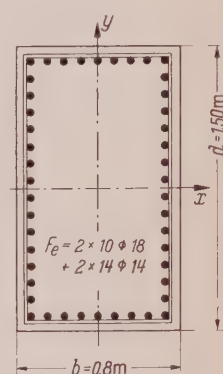


Abb. 5. Querschnitt zum Beispiel mit den Tafeln von Rousopoulos.

Vollständige Auswertung der Isochromaten- und Isoklinenfelder eines ebenen Spannungszustandes nach der Gleichung von Maxwell

Spannungsoptische Untersuchung eines Achslagers

Von Dipl.-Ing. W.Naumann und Dipl.-Ing. H.Walter, Köln

DK 624.023.941 : 624.072.1 : 620.171.5

I. Allgemeines

Zur Untersuchung von Spannungszuständen in Scheiben mißt man in den letzten Jahren auch im Bauwesen der Spannungsoptik immer größere Bedeutung zu. Bekanntlich lassen sich an Modellen aus doppelbrechenden Kunstharzen in polarisiertem Licht sehr einfach die Isochromaten- und Isoklinenfelder des vollständigen Spannungszustandes aufnehmen. Denn: eine Isochromate n-ter Ordnung verbindet alle Punkte, die eine entsprechend der Ordnung gleichgroße Hauptspannungsdifferenz aufweisen, und durch die Isoklinenfelder ist in jedem Punkt des ebenen Spannungszustandes die Hauptspannungsrichtung festgelegt. Zur vollständigen Beschreibung des ebenen Spannungszustandes in einem Punkt sind jedoch drei Größen erforderlich. In der Literatur sind verschiedene experimentelle und rechnerische Verfahren beschrieben, die je nach der gegebenen Aufgabe mit mehr oder weniger großer Zweckmäßigkeit angewendet werden können. Eine weitere Frage, die sich aus der Art des Modellversuches ergibt, ist die Übertragbarkeit der Modellergebnisse auf die Hauptausführung.

2. Beschreibung und Lösung der gestellten Aufgabe

Die Verfasser untersuchten im Auftrage der Fa. Friedrich Krupp, Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen, ein Achslager, bestehend aus einer Stahlscheibe mit den in Abb.1 dargestellten Daten der Geometrie und Belastung, spannungsoptisch. Zur Aufnahme der Isochromaten wurden für den Belastungsfall A (lotrechte Last) ein zehnfach verkleinertes Modell aus Araldit D (Äthoxilinharz der Fa. Ciba-A.-G., Basel) und ein Modell in VP 1527 (ungesättigtes Polyesterharz der Dynamit-A.G., Troisdorf), für die Isoklinen ein Modell aus Plexiglas mit Bolzen aus jeweils den gleichen Materialien hergestellt. Für den Lastfall B (Vektor aus lotrechter und waagrechter Belastung) mußten außer

dem Plexiglasmodell alle Modelle neu hergestellt werden, da sie infolge der Erstbelastung um das Loch Kriechspannungen aufwiesen, die evtl. die Verteilung der Spannungen bei Lastfall B beeinflusst hätten.

Zur Gewinnung der dritten Größe für die vollständige Beschreibung des Spannungszustandes an den für die Dimensionierung des Achslagers interessanten Punkten wurde die Gleichung von Maxwell längs verschiedener Hauptspannungslinien integriert. Die Ableitung der Maxwell-Gleichung und die Beschreibung des Verfahrens findet man u. a. bei Frocht [3] und Mesmer [4]. Im vorliegenden Beispiel konnten damit sehr gute Ergebnisse erzielt werden, da durch die starke Krümmung der Hauptspannungstrajektorien die Isoklinen am Plexiglasmodell als Linien mit geringer flächenhafter Ausbreitung sehr scharf hervortraten.

Nachfolgend soll die praktische Anwendung des Verfahrens kurz beschrieben werden:

Wenn die beiden Hauptspannungen mit σ_1 und σ_2 , die Krümmungsradien der Hauptspannungstrajektorien mit Δs_1 und Δs_2 und beliebig kleine Linienelemente auf den Hauptspannungstrajektorien mit Δs_1 und Δs_2 bezeichnet werden, dann lauten an einem Scheibenpunkt die Gleichgewichtsbedingungen in

$$\sigma_1\text{-Richtung} \quad \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta s_1} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\varrho_2} = 0$$
$$\text{und in } \sigma_2\text{-Richtung} \quad \frac{\Delta \sigma_2}{\Delta s_2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\varrho_1} = 0.$$

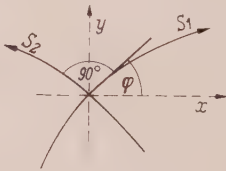


Abb. 2. Bezeichnungen zur Erläuterung der Ableitungen.

Die Krümmungen kann man auch als Winkeländerung der Hauptspannungsrichtung je Längeneinheit schreiben. Damit erhält z. B. die erste Gleichgewichtsbedingung σ_1 -Richtung die Form:

$$\Delta \sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{\Delta \varphi \cdot \Delta s_1}{\Delta s_2}.$$

Sie kann längs der Hauptspannungslinie s_1 von einem freien Rand oder irgendeinem Punkt, in dem der Spannungszustand bekannt ist, ausgehend integriert werden.

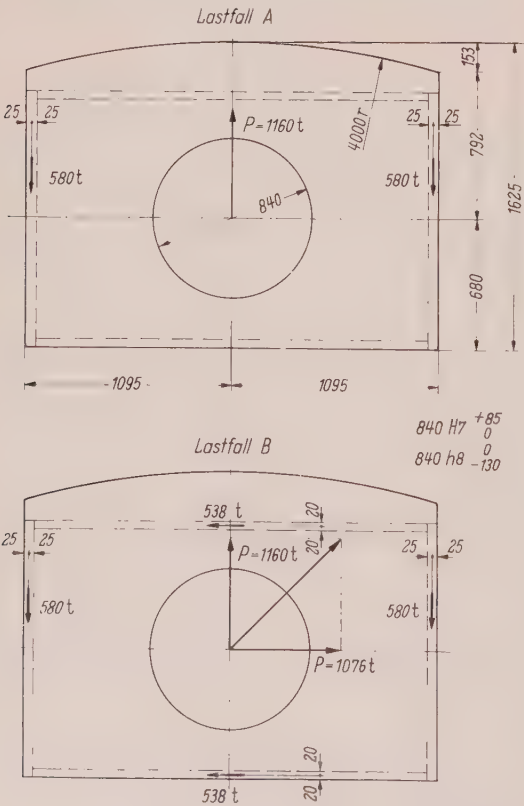


Abb. 1. Geometrie und Belastung der Achslagerscheibe.



Abb. 3. Isochromaten des Lastfalles A.

u diesem Zweck werden die in Abb. 3 bis 5 für Lastfall A und in Abb. 6 bis 8 für Lastfall B wiedergegebenen Isochromaten-, Isoklinen- und Hauptspannungslinienfelder auf ein Blatt übereinander gezeichnet. In Abb. 9 ist ein Ausschnitt aus einer solchen Darstellung wiedergegeben.

Wenn die Hauptspannungen in Punkt n bekannt sind, so erhält man die Hauptspannung in Punkt $n+1$ durch folgenden Ansatz:

$$\sigma_{1n+1} = \sigma_{1n} + \frac{1}{2} \left[(\sigma_2 - \sigma_1)_n \frac{\Delta \varphi}{\Delta s_{2n}} + (\sigma_1 - \sigma_2)_{n+1} \frac{\Delta \varphi_n}{\Delta s_{2n+1}} \right] \Delta s_{1n} \quad (1)$$

$$\sigma_{2n+1} = \sigma_{1n+1} - (\sigma_1 - \sigma_2)_{n+1} \quad (2)$$

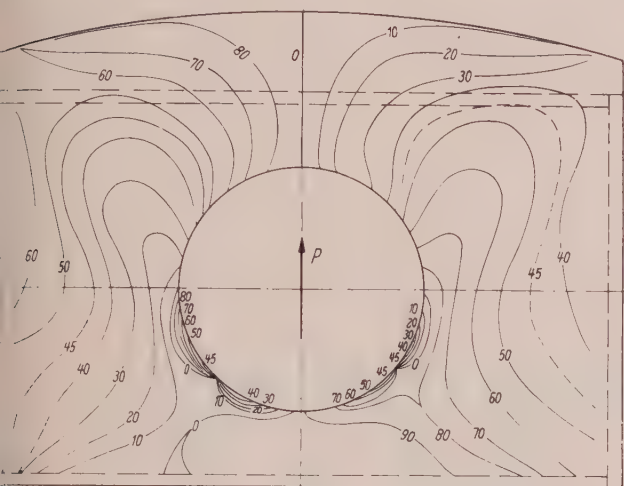


Abb. 4. Isoklinen des Lastfalles A.

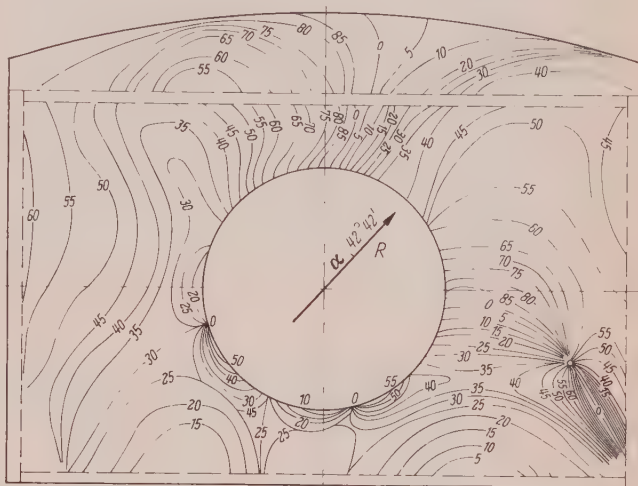


Abb. 7. Isoklinen des Lastfalles B.

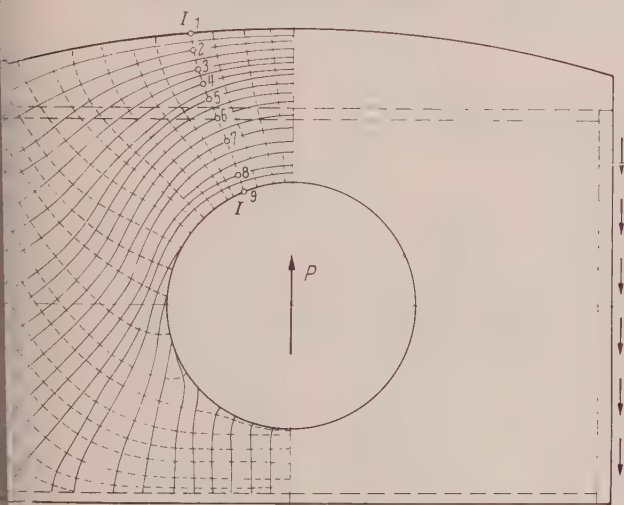


Abb. 5. Hauptspannungslinien des Lastfalles A.

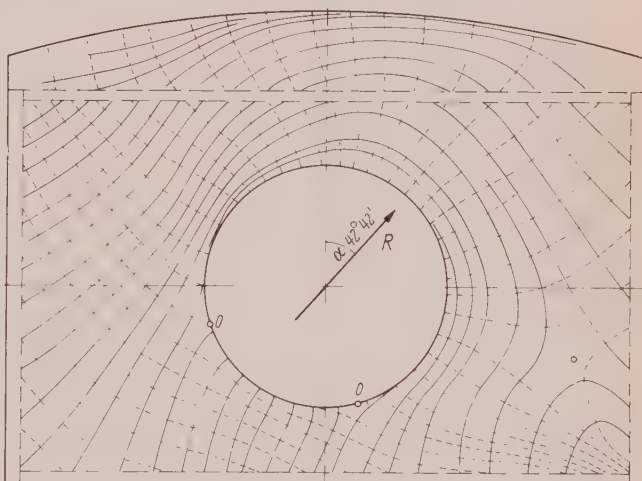


Abb. 8. Hauptspannungslinien des Lastfalles B.

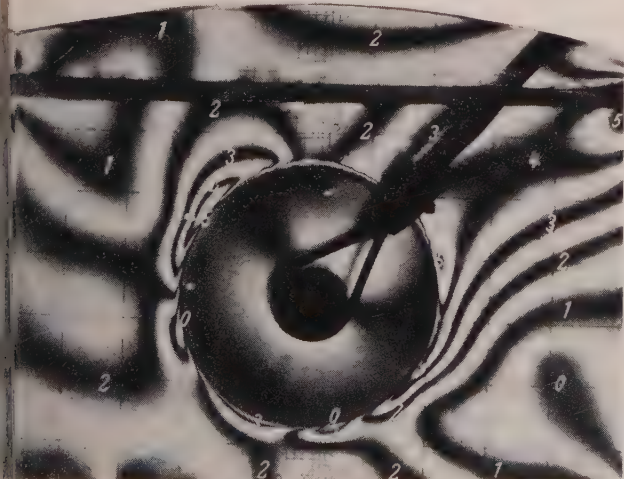


Abb. 6. Isochromaten des Lastfalles B.

nicht ausreicht, kann die Ordnungszahl bis auf 100 Teile durch Kompensieren nach Sénarmont festgestellt werden. Der Klammerausdruck der Formel (1) ist der arithmetische Mittelwert des Produktes aus Isochromatenordnung und Krümmung längs des Weges Δs_{1n} .

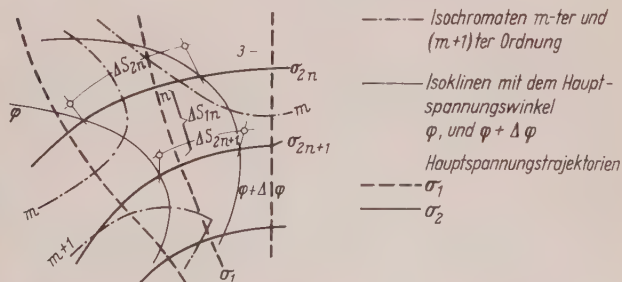


Abb. 9. Bezeichnungen zur Erläuterung der Formeln (1), (2).

Tabelle 1. Vollständige Auswertung des Spannungszustandes.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Hauptspannungs- linie	Punkt n	$(\sigma_1 - \sigma_2)_n$	$\Delta \varphi_n$	Δs_{1n}	Δs_{2n}	$\frac{\Delta \varphi_n}{\Delta s_{2n}}$	$(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{\Delta \varphi_n}{\Delta s_{2n}}$	Mittelwert der Spalte 8 $m \rightarrow \frac{(n-1) + n}{2}$	$\Delta \sigma_{1n}$ $= m \cdot \Delta s_{1n}$	σ_{1n} $= \sigma_{1(n-1)} + \Delta \sigma_{1n}$	$\sigma_2 = \sigma_{1n}$ $-(\sigma_1 - \sigma_2)_n$
	Ordnung	Bogenmaß	cm	cm	—	Ordnung	Ordnung	Ordnung	Ordnung	Ordnung	Ordnung
I/I	1	-4	0,0875	0,70	$\frac{1}{2} = \frac{1}{40}$	0,025	0,10	0,152	0,106	0	+4,0
	2	-3,6	0,0875	0,65	1,55	0,057	0,205	0,298	0,194	-0,106	+3,494
	3	-3,36	0,0875	0,50	0,75	0,117	0,392	0,436	0,218	-0,300	+3,06
	4	-3,29	0,0875	0,55	0,60	0,146	0,480	0,443	0,244	-0,518	+2,772
	5	-3,25	0,0875	0,75	0,70	0,125	0,405	0,491	0,370	-0,762	+2,488
	6	-3,30	0,0875	0,85	0,50	0,175	0,576	0,666	0,565	-1,132	+2,168
	7	-3,45	0,0875	1,20	0,40	0,219	0,756	1,018	1,220	-1,697	+1,753
	8	-4,1	0,0875	0,80	0,28	0,312	1,280	0,983	0,785	-2,917	+1,183
	9	-4,3	0,0875	0,55	0,159	0,159	0,685			-3,702	+0,598

In Tabelle 1 ist die Integration längs der in Abb. 5 mit I-I bezeichneten Hauptspannungslinie in der beschriebenen Weise durchgeführt. Die Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_1 - \sigma_2$) ist dort zunächst in der Dimension [Isochromatenordnung] eingesetzt worden.

In den Abb. 10 und 11 sind die Ergebnisse der vollständigen Auswertung für beide Lastfälle aufgetragen. Beim Lastfall B ist noch zu bemerken, daß der Auftraggeber als Lagerbedingung vorschrieb, daß sich jede der beiden Kraftkomponenten in Traversenrichtung zur Hälfte

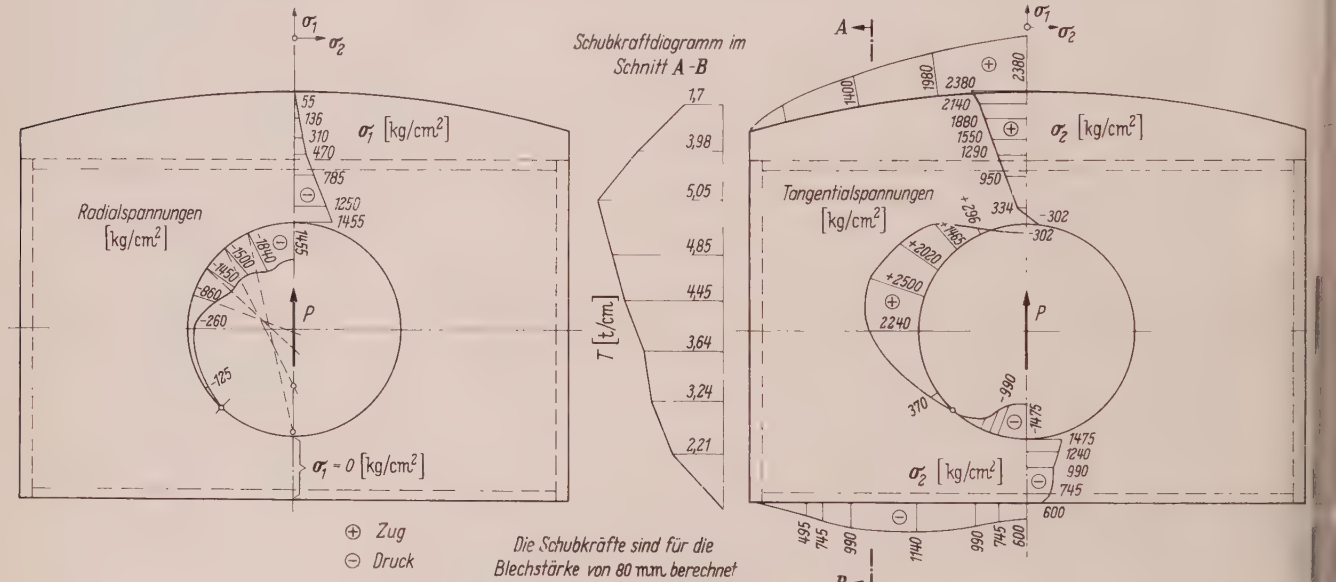


Abb. 10. Spannungen der Hauptausführung des Lastfalles A.

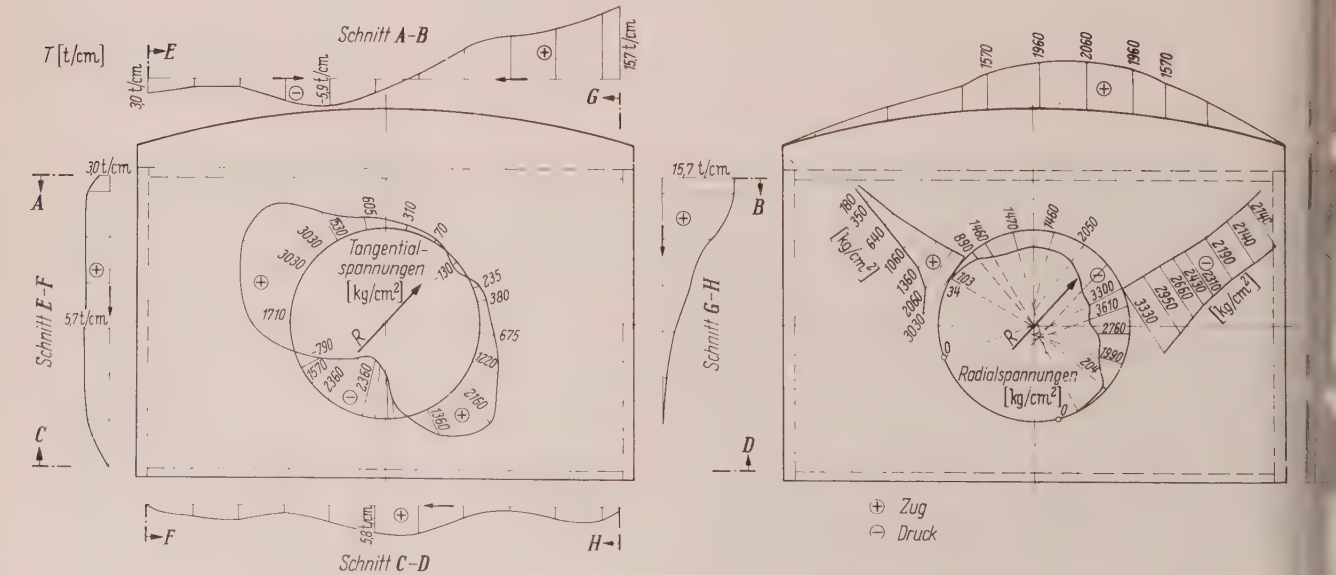


Abb. 11. Spannungen der Hauptausführung des Lastfalles B.

die parallelen Traversen aufteilt, was durch zwei
Traversebalken leicht zu erfüllen war (Abb. 12).

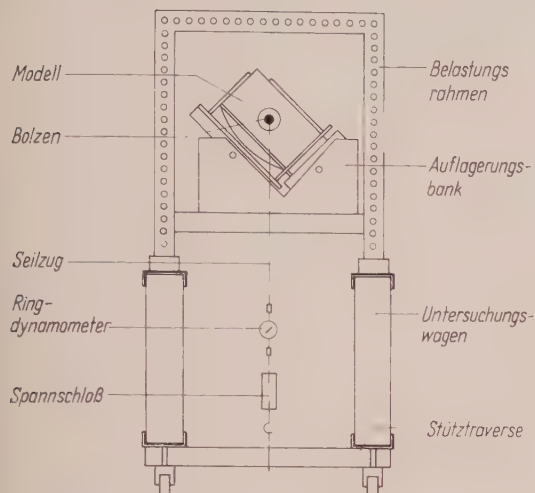


Abb. 12. Schematische Darstellung der Auflagerbedingungen des Traversenkastens.

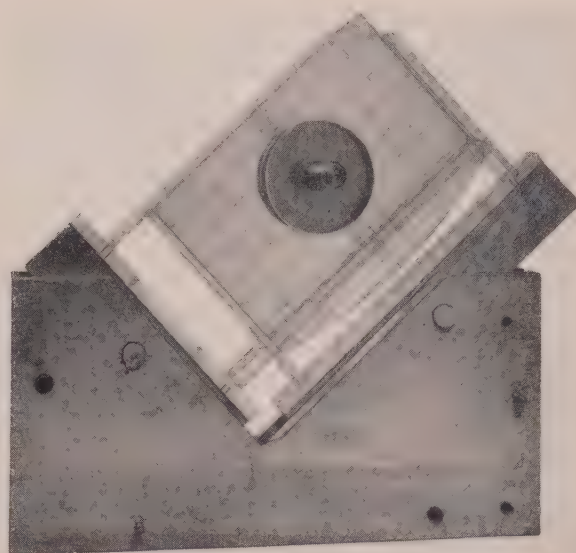


Abb. 13. Photographie des Modells.

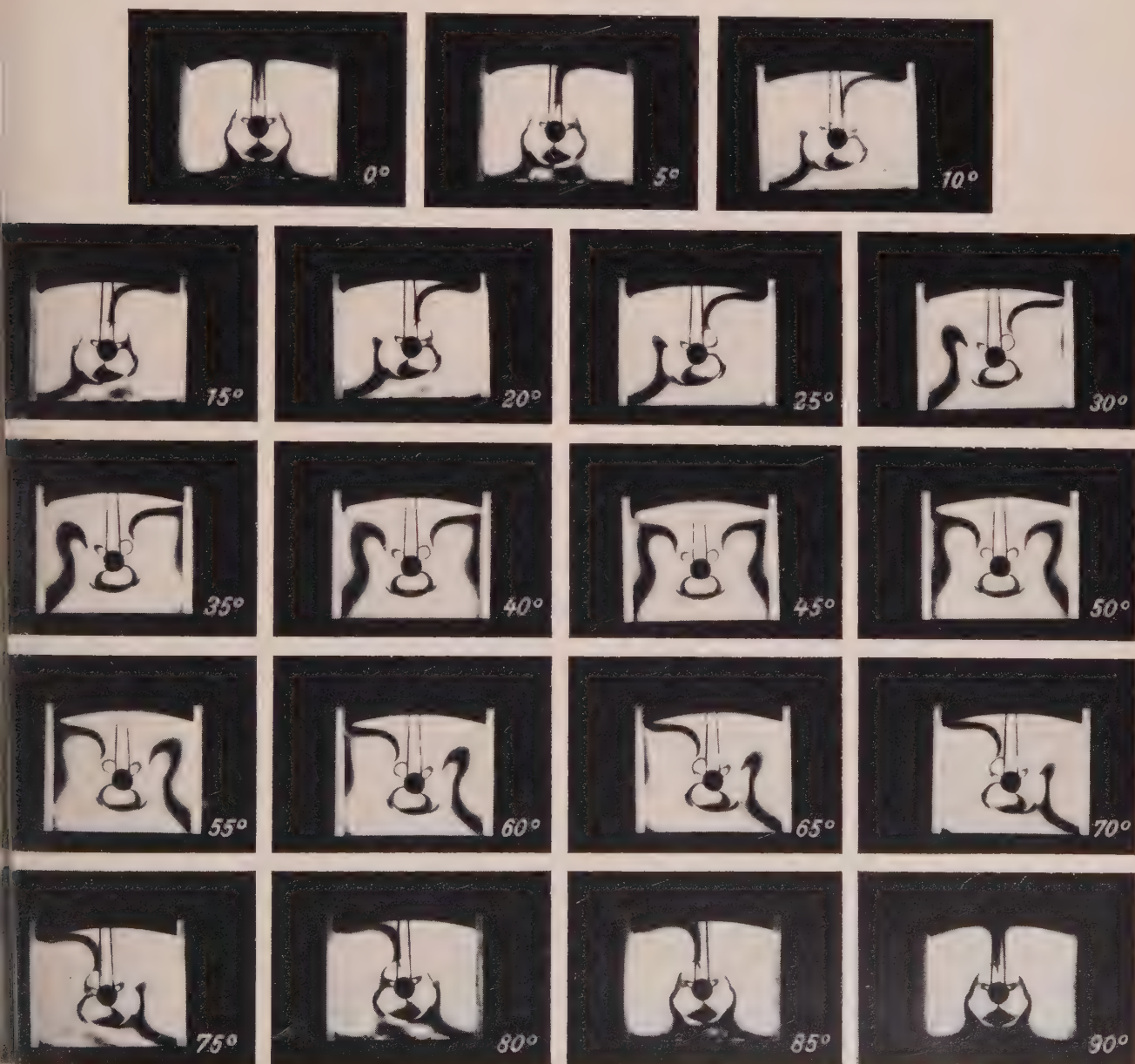


Abb. 14. Isoklinen-Aufnahmen des Lastfalls A.

Um die Ergebnisse zu überprüfen, wurden Gleichgewichtsproben durchgeführt. Beim Lastfall A wurden z. B. im Mittelschnitt die Summen der waagrechten und senkrechten Spannungen gebildet und in einem Schnitt A—A der Inhalt des Schubspannungsdiagramms ermittelt. Der Fehler betrug nirgends über 4 %. Dabei wurden außer den Lochleibungskräften auch die Reibungskräfte längs des Lochrandes berücksichtigt. In Abb. 10 u. 11 sind die Richtungen der resultierenden Lochleibungskräfte als gestrichelte Linien eingetragen. Diese Linien gehen nicht durch den Lochmittelpunkt. Aus der Richtungsabweichung lassen sich die Reibungskräfte leicht ermitteln.

Zur Anwendung der Maxwell-Gleichung kann zusammenfassend gesagt werden, daß diese in vorliegendem Beispiel zu ausgezeichneten, der Praxis genügenden Ergebnissen führte. Die der Darstellung des Kraftflusses durch Hauptspannungslinien bekannte Anschaulichkeit ist dem beschriebenen Auswerteverfahren ebenfalls zu eigen. Das Abwandern der Lasten in die Auflagertraversen kann rechnerisch verfolgt werden, wobei man an Hand des Gesamtbildes der Hauptspannungslinien und der Isochromatenbilder von vornherein die Stellen der maximalen Beanspruchung erkennen kann. Man braucht nur längs einer Hauptspannungslinie σ_1 die Krümmungen der Schar der Linien σ_2 zu beachten. Sind letztere stark gekrümmt, so findet zwischen den beiden Systemen σ_1 und σ_2 ein starker Austausch der Kräfte statt. Ist die Schar der σ_2 -Trajektorien dagegen nicht gekrümmt, bleibt die Spannung σ_1 längs der betreffenden Hauptspannungslinie konstant.

3. Die Modellgesetze

Zur Übertragung der Modellspannung auf die Hauptausführung sei noch folgendes erwähnt:

Der Eichversuch für die Araldit D-Modelle ergab eine spannungsoptische Konstante von $S = 12,6 \text{ kg/cm}^2$, so daß die Spannungen im Modell bei der Modellstärke von 1 cm die Größe

$$\sigma_M = m \cdot S = m \cdot 12,6 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (3)$$

haben, wobei für m die durch die Auswertung ermittelte Isochromatenordnung einzusetzen ist. Bezeichnet man den Maßstab der Kräfte zwischen Hauptausführung und Modell mit κ , den Längenmaßstab mit λ , den Dickenmaßstab mit δ , so ergab sich bei der Untersuchung des Lastfalles A z. B. die Ähnlichkeitsbeziehung der Spannungen zu

$$\sigma_H = \frac{\kappa}{\lambda \cdot \delta} \cdot \sigma_M = \frac{3130}{10 \cdot 8} \cdot \sigma_M = 39,1 \cdot \sigma_M \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (4)$$

Die Voraussetzungen für dieses Gesetz, daß die Poisson'schen Zahlen der Hauptausführungs- und Modellwerkstoffe übereinstimmen und daß in beiden Fällen das Hooksche Gesetz gilt, sind erfüllt. Hinsichtlich der Formenänderungen W wurde mit

$$\lambda_1 = \frac{W_H}{W_M} = \frac{\kappa}{\delta} \cdot \frac{E'}{E} = \frac{3 \cdot 30}{8} \cdot \frac{26\,000}{2\,100\,000} = 4,35$$

nur eine erweiterte Ähnlichkeit angestrebt. Mit der halben Modellast wäre der Formenänderungsmaßstab λ_1 dem Längenmaßstab etwa gleich gewesen und damit die Bedingung der exakten Ähnlichkeit eingehalten. Bei Scheiben, die dem Bolzendruck belastet sind, hängt bekanntlich die Verteilung der Lochleibungsspannung von der Verformung des Lochrandes ab. Ein Fehler in dieser Verteilung, der durch erweiterte Ähnlichkeit oder durch unterschiedliche Formungsverhältnisse bei der Übertragung der Modellsparnungen auf das Hauptsystem auftritt, wirkt sich auf den Spannungszustand der Scheiben in geringer Entfernung vom Lochrand kaum noch aus. Außerdem sind für die Messung die Spannungsspitzen des Lochleibungsdruckes und der Kerbspannungen am Loch nicht maßgebend, da durch der betrachtete Fehler für die Praxis an Bedeutung verliert.

Durch die erweiterte Ähnlichkeit kann aber infolge differenzierteren Isochromatenbildes die Genauigkeit der Auswertung des vollständigen Spannungszustandes merklich verbessert werden, was den Verfassern bei der beschriebenen Scheibenuntersuchung wichtig erschien. Für Bau-Ing. Mathieu assistierte bei den Untersuchungen

Besonderen Dank schulden die Verfasser Herrn Prof. Dr. Mönch und Herrn Dr. Kuske, von denen sie zahlreiche Anregungen und Erfahrungen für die Arbeiten an spannungsoptischen Untersuchungen im Institut für Spannungsmessungen und -optik der Ingenieurberatung Dr.-Ing. Walter erhielten.

Literatur

1. E. Mönch: Die Ähnlichkeits- und Modellgesetze bei spannungsoptischen Versuchen. Z. für angew. Phys. 20. 3. 1949.
2. Föppel-Mönch: Praktische Spannungsoptik. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1959.
3. M. Frocht: Photoelasticity. New York: John Wiley & Sons 1958.
4. G. Mesmer: Spannungsoptik. Berlin 1939.

Iterationsverfahren für Durchlaufträger auf elastischen Stützen

Von Dipl.-Ing. Hans Fischer, Caracas

DK 624.072.23 : 624.041

1. Einleitung

Einen Durchlaufträger auf elastischen Stützen nach den klassischen Verfahren zu berechnen, ist oft recht mühsam, insbesondere, wenn System und Belastung unsymmetrisch sind, oder wenn es sich um eine größere Anzahl von Feldern handelt. Da man sich bei den starr gestützten Balken und Rahmen mit Vorliebe der Iterationsverfahren bedient, liegt es nahe, auch für die Träger auf elastischen Stützen nach solchen Methoden zu suchen.

In Erweiterung des Momentenausgleichsverfahrens von Kani hat Bandel [1] eine Methode angegeben, bei der die Vollenspannungsmomente an den zunächst festgehaltenen Auflagern durch schrittweises Lösen ausgeglichen werden.

In der nachstehenden Arbeit wird ein Verfahren gezeigt, bei dem die Tangentendrehwinkel des statisch bestimmten Grundsystems durch schrittweises Aufbringen der Stützspannungsmomente ausgeglichen werden.

Durch die Berücksichtigung der Stützennachgiebigkeit, die oft einen außerordentlich starken Einfluß auf die Momente hat, muß man schon eine gewisse Mehrarbeit bei der

Ermittlung der Ausgangswerte, Verteilungs- und Ableitungszahlen in Kauf nehmen. Es ist jedoch möglich, die Berechnung in übersichtlicher und leicht nachprüfbarer Tabellenform unterhalb der Systemskizze durchzuführen. Die Formeln sind dabei so aufgebaut, daß sie auch Sonderfälle der in beliebiger Anzahl starren Auflagerfelder umfassen. Es ist natürlich, daß sich bei gleichzeitigen Stützweiten, Trägheitsmomenten und Federkonstanten die Formeln vereinfachen. Das Verfahren ermöglicht auch die Ermittlung von Einflußlinien. Außerdem können willkürliche Auflagersenkungen, Temperaturdifferenzen zwischen Ober- und Untergurt usw. berücksichtigt werden.

Während die elastischen Verhältnisse der Träger durch die Stützweiten und die Werte E und J gekennzeichnet sind, wird die Nachgiebigkeit der Stützen durch die Federkonstante C (t/m) ausgedrückt. C ist die Kraft, die der Auflager auf den Balken ausübt, wenn es um 1 m gegen der Kraftrichtung bewegt wird. Die elastische Verformung e (m) ist proportional zum Auflagerdruck A (t):

$$e = \frac{A}{C} \text{ (m)}, \quad A = e \cdot C \text{ (t)}.$$

Im folgenden werden für einige gebräuchliche Stützungen die Federkonstanten C angegeben:

a) schwimmende Unterstützung

$C = \gamma \cdot F$, worin γ (t/m³) Wichte der Flüssigkeit,
 F (m²) Querschnittsfläche des Schwimmkörpers in Spiegelhöhe.

b) Unterstützung durch Einzelfundament auf elastischem Boden

$C = C_b \cdot F$, worin C_b (t/m³) Bettungsziffer des Bodens,
 F (m²) Grundfläche des Fundaments.

c) Aufhängung durch Seil vom Querschnitt F und der Länge l_s

$$C = \frac{E \cdot F}{l_s}$$

d) Unterstützung in der Mitte eines einfachen Balkens der Länge l_b

$$C = \frac{48 \cdot E \cdot J}{l_b^3}$$

e) Unterstützung durch einen eingespannten Freitragser in der Auskragung l_a

$$C = \frac{3 \cdot E \cdot J}{l_a^3}$$

2. Grundgedanke des Verfahrens

Das Iterationsverfahren entspricht folgenden mechanischen Vorstellungen:

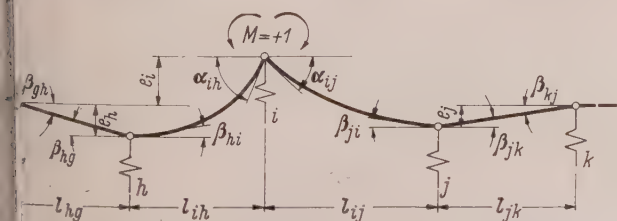
a) Indem wir Gelenke über den Stützen anbringen, machen wir das System statisch bestimmt. Die durch die Lastung entstehenden Einsenkungen und Drehwinkel lassen sich leicht berechnen.

b) Wir nehmen uns einen Auflagerpunkt vor, an dem die durch den Vorgang a hervorgerufenen Einsenkungen, Hebungen und Verdrehungen die Tangenten der anschließenden Balken einen gewissen Winkel miteinander bilden. Wir lassen nun ein so starkes Momentenpaar anlegen, daß die Balkentangenten wieder zur Deckung kommen. Da alle Knotenpunkte frei beweglich und drehbar bleiben, bewegt sich je nach Drehrichtung des Momentenpaares der betreffende Auflagerpunkt nach der einen oder anderen Seite. Gleichzeitig ändern sich die Drehwinkel bis zu den übernächsten Stützen hin.

c) Das unter b geschilderte Inübereinstimmungbringen der Tangentenwinkel wird nacheinander und wiederholt an allen Gelenken vorgenommen, bis überall eine genügend gute Annäherung an die Kontinuität erreicht ist. Die Summe der an jedem Auflager künstlich aufgetragenen Momente ergibt die gesuchten Stützmomente des Durchlaufträgers.

3. Ableitung der Verteilungs- und Fortleitungszahlen

Die Verteilungs- und Fortleitungszahlen ermitteln wir durch Lösen der in Abb. 1 dargestellten Grundaufgabe, in der wir die Einsenkungen und Tangentendrehwinkel infolge eines am Punkt i aufgetragenen Momentenpaares $M = +1$ ermitteln wollen. Als allgemeinen Fall nehmen wir an, daß die Stützweiten und Trägheitsmomente feldweise verschieden sind und daß jedes Auflager eine andere Federkonstante hat.



Einsenkungen und Tangentendrehwinkel infolge $M_i = +1$.

a) Einsenkungen (nach unten +)

$$\left. \begin{aligned} e_h &= \frac{1}{l_{ih} \cdot C_h}, & e_j &= \frac{1}{l_{ij} \cdot C_j}, \\ e_i &= -\left(\frac{1}{l_{ih}} + \frac{1}{l_{ij}}\right) \cdot \frac{1}{C_i}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

b) Endtangentialwinkel (Verdrehung nach unten +)

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{ih} &= \frac{l_{ih}}{3 \cdot E J_{ih}} + \frac{e_h - e_i}{l_{ih}}, \\ \alpha_{ij} &= \frac{l_{ij}}{3 \cdot E J_{ij}} + \frac{e_j - e_i}{l_{ij}}, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_{hi} &= \frac{l_{ih}}{6 \cdot E J_{ih}} - \frac{e_h - e_i}{l_{ih}}, \\ \beta_{ji} &= \frac{l_{ij}}{6 \cdot E J_{ij}} - \frac{e_j - e_i}{l_{ij}}, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_{gh} &= -\beta_{hg} = \frac{e_h}{l_{hg}}, \\ \beta_{kj} &= -\beta_{jk} = \frac{e_j}{l_{kj}}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Durch Einsetzen und Einführung der Werte

$$\left. \begin{aligned} V_{ih} &= \frac{l_{ih}^3}{3 \cdot E J_{ih}}, \\ V_{ij} &= \frac{l_{ij}^3}{3 \cdot E J_{ij}}, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

sowie

$$\left. \begin{aligned} W_{ih} &= V_{ih} + \frac{1}{C_h} + \frac{1}{C_i} \left(1 + \frac{l_{ih}}{l_{ij}}\right), \\ W_{ij} &= V_{ij} + \frac{1}{C_j} + \frac{1}{C_i} \left(1 + \frac{l_{ij}}{l_{ih}}\right), \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

erhalten wir

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{ih} &= \frac{W_{ih}}{l_{ih}^2}, \\ \alpha_{ij} &= \frac{W_{ij}}{l_{ij}^2}, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

und hieraus die Verteilungszahlen

$$\mu_{ih} = \frac{\alpha_{ih}}{\alpha_{ih} + \alpha_{ij}}, \quad \mu_{ij} = \frac{\alpha_{ij}}{\alpha_{ih} + \alpha_{ij}}. \quad (8)$$

Ferner ermitteln wir folgende Fortleitungszahlen:

a) für die unmittelbar an i angrenzenden Felder

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{ih} &= \frac{\beta_{hi}}{\alpha_{ih}} = \frac{1,5 V_{ih}}{W_{ih}} - 1, \\ \gamma_{ij} &= \frac{\beta_{ji}}{\alpha_{ij}} = \frac{1,5 V_{ij}}{W_{ij}} - 1, \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Grenzwerte: + 0,5 bei elastischen Trägern auf starren Stützen,

— 1,0 bei starren Trägern auf elastischen Stützen.

b) für die übernächsten Felder; der negative Wert gilt für das nähere, der positive für das entferntere Auflager

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{ihg} &= \pm \frac{\beta_{hg}}{\alpha_{ih}} = \mp \frac{l_{ih}}{l_{hg}} \cdot \frac{1}{C_h} \cdot \frac{1}{W_{ih}}, \\ \gamma_{ijk} &= \pm \frac{\beta_{jk}}{\alpha_{ij}} = \mp \frac{l_{ij}}{l_{jk}} \cdot \frac{1}{C_j} \cdot \frac{1}{W_{ij}}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Zur Vereinfachung der praktischen Rechnung beim Ausgleichen arbeiten wir mit den reduzierten Fortleitungszahlen $\mu \Sigma \gamma$, die es gestatten, mit einer Rechenschieber-

oder Maschineneinstellung die Gesamtwinkeländerungen der Punkte g, h, j, k infolge der Gesamtwinkeländerung in i zu ermitteln.

4. Gang der Berechnung

Wir können nun folgende Rechenvorschrift aufstellen:

1. Man schreibe unter die Systemskizze in Tabellenform untereinander die Größen für $l, l^2, l^3, 3EJ, C, V$ nach Gleichungen (5) und W nach Gleichungen (6). Bei etwaigen starren Auflagern setze man $C = \infty$, bei Feldern mit starren Balken $3EJ = \infty, V = 0$. Bei voller Einspannung am Rande füge man ein beliebig langes Feld mit starren Auflagern und $3EJ = \infty$ hinzu.

2. Man berechne für jedes innere Auflager die Tangentendrehwinkel α_{ih} und α_{ij} nach (7) und hieraus die Verteilungszahlen μ_{ih} und μ_{ij} nach (8).

3. Man ermittle für jedes innere Auflager die Fortleitungszahlen γ nach (9) und (10), schreibe sie sinngemäß links und rechts von der Auflagerlinie an und setze darunter die reduzierten Fortleitungszahlen $\mu \cdot \Sigma \gamma$.

4. Man zeichne darunter eine Skizze des durch Gelenke an sämtlichen Auflagern statisch bestimmt gemachten Grundsystems mit den Einsenkungen und Verbiegungen infolge der zu untersuchenden Belastung. Berechne an allen Auflagern die Einsenkungen $e^0 = A^0/C$ und die Tangentendrehwinkel α^0 . Letztere bestehen aus der Zahl $\Delta e^0/l$ und, falls das Feld belastet ist, einem weiteren Wert, der als $1/EJ$ -facher Auflagerdruck des mit der Momentenfläche belastet gedachten einfachen Balkens berechnet oder aus einschlägigen Tabellen entnommen wird. Als Vorzeichenregel wird festgesetzt, daß der Winkel positiv ist, wenn er sich vom Scheitelpunkt aus gesehen, nach unten öffnet.

5. Man beginne am Auflager mit dem größten Wert ($\alpha_{ih}^0 + \alpha_{ij}^0$) mit dem Ausgleich in der Weise, daß die negative Summe daruntergesetzt und unterstrichen wird, zum Zeichen des erfolgten Ausgleichs und um festzuhalten, daß an dieser Stelle ein bestimmtes, der Verdrehung proportionales Moment aufgebracht wurde. Die unterstrichene Zahl wird nun mit den reduzierten Fortleitungszahlen multipliziert, wodurch sich die Winkeländerungen an den benachbarten und übernächsten Auflagern ergeben, die in der gleichen Zeile und sinngemäß unter die entsprechenden Auflager geschrieben werden.

6. Der entsprechende Ausgleich wird nun nacheinander und wiederholt an allen Auflagern vorgenommen, bis ein hinreichendes Abklingen erreicht ist.

7. Man addiere an jedem Auflager die unterstrichenen Zahlen und dividiere die Summe durch ($\alpha_{ih} + \alpha_{ij}$). Das Ergebnis sind die gesuchten Stützmomente, aus denen sich die anderen statischen Größen wie üblich ableiten lassen. Die Einsenkungen ergeben sich zu $e = A/C$.

8. Systeme mit verhältnismäßig steifen Trägern und nachgiebigen Stützen konvergieren beim Ausgleich oft etwas langsam, was man auf folgende Arten beschleunigen kann:

a) Wenn es möglich ist, die gesuchten Endmomente M zu schätzen, z. B. beim Vergleich mit der Annahme starrer Träger, so schreibe man die entsprechenden Winkeländerungen $M \cdot (\alpha_{ih} + \alpha_{ij})$ gleich anfangs unter die α^0 -Werte, bilde die Fortleitungswerte und gleiche weiter wie üblich aus. Die zwangsweise vorgenommenen ersten Winkeländerungen unterstreiche man punktiert, um damit auszudrücken, daß an der betreffenden Stelle der Ausgleich noch erfolgen muß. Beim Addieren zum Schluß werden die punktiert unterstrichenen Zahlen genauso berücksichtigt wie die durchgehend unterstrichenen.

b) Es ist vorteilhaft, die Iteration in periodischen Folgen durchzuführen. Man kann dann nach dem 2. oder 3. Ausgleich die Summe der voraussichtlich noch vorzunehmenden Winkeländerungen abschätzen, sie, wie in a) erläutert, punk-

tiert unterstrichen aufschreiben und fortleiten. Falls noch erforderlich, wird danach wie üblich ausgeglichen.

5. Rechenbeispiel

Wir ermitteln die Stützmomente für einen bestimmten Belastungsfall sowie die Einflußlinie für ein Stützmoment einer Fähranlegestelle mit einem festen Auflager und flüssig schwimmenden Unterstützungen.

Träger der Mittelfelder 3 IP 50, $J_m = 3 \cdot 1132 \cdot 10^{-9}$

Träger der Endfelder: 3 IP 40, $J_e = 3 \cdot 606 \cdot 10^{-9}$
 $E = 21 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$.

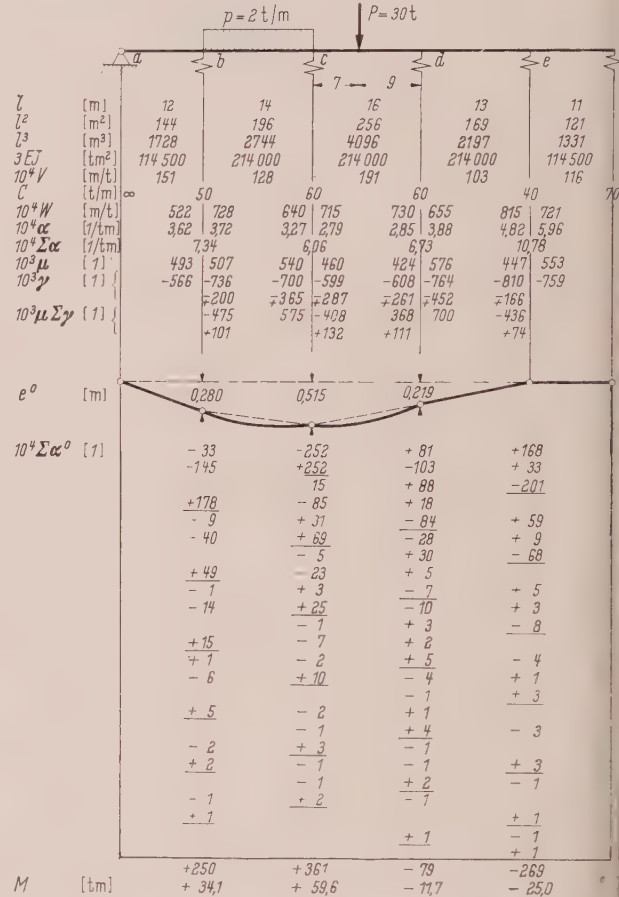


Abb. 2. Berechnung der Stützmomente für eine gegebene Belastung

Erläuterung zur Abb. 2

Zeilen 1 bis 6: gegeben, bzw. in Tabelle errechnet.

Zeile 7: nach Gleichungen (6):

$$10^4 W_{ba} = 151 + 10^4/\infty + (10^4/50) (1 + 12/14) = 522$$

$$10^4 W_{bc} = 128 + 10^4/60 + (10^4/50) (1 + 14/12) = 728$$

$$10^4 W_{cb} = 128 + 10^4/50 + (10^4/60) (1 + 14/16) = 640$$

$$10^4 W_{cd} = 191 + 10^4/60 + (10^4/60) (1 + 16/14) = 715$$

$$10^4 W_{dc} = 191 + 10^4/60 + (10^4/60) (1 + 16/13) = 730$$

$$10^4 W_{de} = 103 + 10^4/40 + (10^4/60) (1 + 13/16) = 655$$

$$10^4 W_{ed} = 103 + 10^4/60 + (10^4/40) (1 + 13/11) = 815$$

$$10^4 W_{ef} = 116 + 10^4/70 + (10^4/40) (1 + 11/13) = 721$$

Zeile 8: nach Gleichungen (7) Werte Zeile 7 dividieren durch Werte Zeile 2.

Zeile 9: Werte Zeile 8 auflagerweise addieren.

Zeile 10: Verteilungszahlen μ , nach Gleichungen (8) Werte Zeile 8 dividieren durch Werte Zeile 9.

Zeilen 11a und 11b: Fortleitungszahlen γ , nach Gleichungen (9) und (10):

$$\gamma_{ba} = 1,5 \cdot 151/522 - 1 = -0,566$$

$$\gamma_{bc} = 1,5 \cdot 128/728 - 1 = -0,736$$

$$\gamma_{bcd} = \mp (14/16) (1/60) (10^4/728) = \mp 0,200$$

$$\begin{aligned}\gamma_{cb} &= 1,5 \cdot 128/640 - 1 = -0,700 \\ \gamma_{ba} &= \mp (14/12) (1/50) (10^4/640) = \mp 0,365 \\ \gamma_{cd} &= 1,5 \cdot 191/715 - 1 = -0,599 \\ \gamma_{dc} &= \mp (16/13) (1/60) (10^4/715) = \mp 0,287 \\ \gamma_{de} &= 1,5 \cdot 191/730 - 1 = -0,608 \\ \gamma_{ed} &= \mp (16/14) (1/60) (10^4/730) = \mp 0,261 \\ \gamma_{ef} &= 1,5 \cdot 103/655 - 1 = -0,764 \\ \gamma_{fe} &= \mp (13/11) (1/40) (10^4/655) = \mp 0,452 \\ \gamma_{ed} &= 1,5 \cdot 103/815 - 1 = -0,810 \\ \gamma_{de} &= \mp (13/16) (1/60) (10^4/815) = \mp 0,166 \\ \gamma_{ef} &= 1,5 \cdot 116/721 - 1 = -0,759\end{aligned}$$

Die Zahlen mit dreifachem Index gelten jeweils für die über-
nachsten Felder und werden hier aus Platzmangel unter die
ersten Werte gesetzt.

Zeilen 12a und 12b reduzierte Fortleitungszahlen $\mu\Sigma\gamma$ für
benachbarten und für die übernächsten Auflager, und zwar:
Zeile 12a = Zeile 10 $\times$ Zeilen 11a + 11b, dabei ist 11b mit
dem oberen Vorzeichen berücksichtigt; Zeile 12b = Zeile 10 $\times$
Zeile 11b, dabei ist 11b mit dem unteren Vorzeichen be-
rücksichtigt.

Die zu den gelenkigen Randauflagern hinweisenden reduzier-
ten Fortleitungszahlen sind weggelassen, da wir dort keinen
gleich vorzunehmen haben.

Zeile 13: Einsenkungen im statisch bestimmten Grundsystem:

$$\begin{aligned}e_b^0 &= 1/2 \cdot 2 \cdot 14 \cdot 1/50 = 0,280 \text{ m} \\ e_c^0 &= (1/2 \cdot 2 \cdot 14 + 30 \cdot 9/16) \cdot 1/60 = 0,515 \text{ m} \\ e_d^0 &= 30 \cdot 7/16 \cdot 1/60 = 0,219 \text{ m}\end{aligned}$$

Zeile 14: Tangentendrehwinkel im statisch bestimmten Grund-
system:

$$\begin{aligned}\alpha_{ba}^0 &= -0,280/12 = -0,0233 \\ \alpha_{bc}^0 &= + \frac{0,515 - 0,280}{14} + \frac{1}{21 \cdot 3396} \cdot \frac{2 \cdot 14^3}{24} = +0,0200 \\ \alpha_{cb}^0 &= - \frac{0,515 - 0,219}{16} + \frac{1}{21 \cdot 3396} \cdot \frac{30 \cdot 16^2}{6} [9/16 - (9/16)^3] = -0,0136 \\ \alpha_{cd}^0 &= - \frac{0,515 - 0,219}{16} + \frac{1}{21 \cdot 3396} \cdot \frac{30 \cdot 16^2}{6} [9/16 - (9/16)^3] = -0,0116 \\ \alpha_{dc}^0 &= + \frac{0,515 - 0,219}{16} + \frac{1}{21 \cdot 3396} \cdot \frac{30 \cdot 16^2}{6} [7/16 - (7/16)^3] = +0,0249 \\ \alpha_{de}^0 &= -0,219/13 = -0,0168 \\ \alpha_{ed}^0 &= +0,0081 \\ \alpha_{ef}^0 &= +0,0168\end{aligned}$$

Zeilen 15 bis 37: Ausgleich der Tangentendrehwinkel α^0 in
periodischen Reihenfolge $c - e - b - d$ und Fortleitung mit
den reduzierten Fortleitungszahlen $\mu\Sigma\gamma$.

Zeile 38: Die zur Herstellung der Kontinuität an den Auf-
lagern vorgenommenen zwangsweisen Winkeländerungen, erhal-
ten durch Summierung der unterstrichenen Zahlen.

Zeile 39: Endgültige Stützmomente, Quotienten der Werte
Zeilen 38 und 9.

Im gleichen System soll die Einflußlinie für M_c er-
halten werden, die der Biegelinie infolge $M_c = -1$ pro-
portional ist. Für die Reduktion benötigen wir die im Punkt c
vorhandene Winkeländerung, die sozusagen als Nebenprodukt

in Form der Summe aller Ausgangs- und übertragenen Zahlen
im Punkte c anfällt. Die Kontinuität ist nur bei den Auflagern
 b, d und e herzustellen.

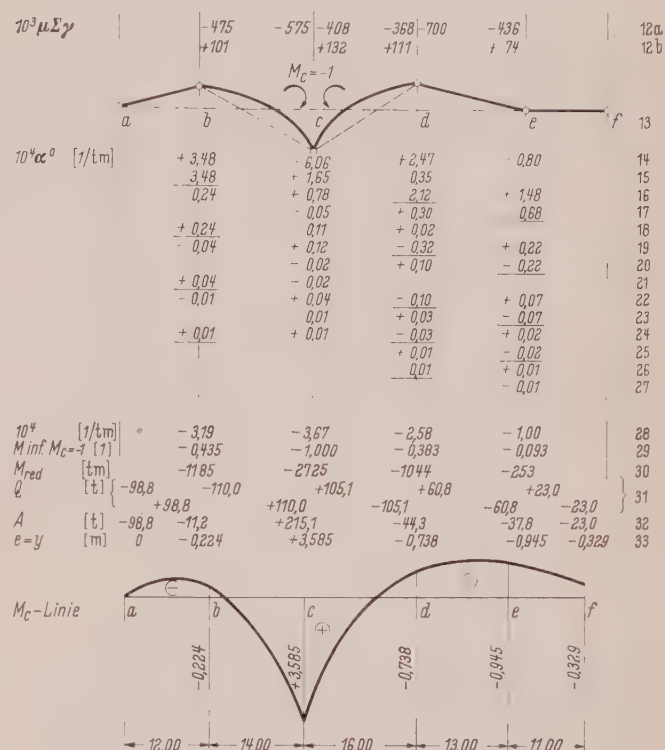


Abb. 3. Ermittlung der M_c -Einflußlinie.

Erläuterung zur Abb. 3

Zeilen 1 bis 12: wie bei Abb. 2.

Zeile 13: Skizze für Biegelinie des statisch bestimmten
Grundsystems; die Einsenkungen brauchen nicht ermittelt zu
werden.

Zeile 14: Verdrehungen im statisch bestimmten Grundsystem.
Wert bei c identisch mit dem α_c -Wert, Zeile 9. Bei b, d und e
die fortgeleiteten Werte.

Zeilen 15 bis 27: Ausgleich der Tangentendrehwinkel $\Sigma\alpha^0$
bei b, d und e , Fortleitung mit Hilfe der Zahlen $\mu\Sigma\gamma$.

Zeile 28: Die zur Herstellung der Kontinuität an den Auf-
lagern b, d und e vorgenommenen zwangsweisen Winkelände-
rungen, erhalten als Summen der unterstrichenen Zahlen, sowie
die Winkeländerung bei c als Summe aller Zahlen bei c .

Zeile 29: Momente infolge $M_c = -1$. Die Momente bei $b,$
 d und e ergeben sich durch Division der Zeile 26 durch Zeile 9.

Zeile 30: reduzierte Momente $M_{red} = M/0,000367$.

Zeile 31: die zugehörigen Querkräfte $Q = \Delta M_{red}/l$.

Zeile 32: die zugehörigen Auflagerkräfte $A_i = \Sigma Q_i$.

Zeile 33: die zugehörigen Einsenkungen $e = A/C$, identisch
mit den gesuchten Einflußlinien-Ordinaten y .

Ordinaten in den Feldern können wie üblich mit Hilfe der
 ω_D -Zahlen berechnet werden. Die hier nicht wiedergegebene
Auswertung für die Belastung des Beispiels der Abb. 2 ergab
 $M_c = +59,9 \text{ tm}$. Die Differenz im Vergleich zum vorher er-
mittelten Wert ist etwa 0,5% und liegt im Rahmen der an-
gewendeten Rechengenauigkeit.

Literatur

1. H. Bandel: Einfache Berechnungsmethoden für Verbund-
konstruktionen. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957.

Kurze Technische Berichte

DK 666.9 : 693.5 : 061 (410)

Die Forschungsarbeit der Cement and Concrete Association

Im folgenden Bericht soll ein Abriß über Organisation und Umfang der jetzt mehr als zehnjährigen Arbeit der Cement and Concrete Association in Großbritannien gegeben werden. Sie ist eine Einrichtung der Zementindustrie, die in ihr die Forschung für ihre eigenen Zwecke damit verbindet, daß sie ihre Hilfe für die Zementverbraucher, also in der Hauptsache die Bauindustrie, zur Verfügung stellt. Da die Bauindustrie infolge ihrer Zusammensetzung aus vielen Einzelfirmen selbst weniger geeignet ist, eigene Forschungsarbeit zu organisieren, wird die Forschung auf dem Baugebiet von den Hochschulen, der Regierung und eben der Zulieferindustrie betrieben.

Eine enge Zusammenarbeit mit der Baupraxis, mit Universitäten, Gelehrten und Berufsverbänden wird sowohl in der Themenstellung durch Anregung und Beratung, als auch im Austausch und der Verbreitung der Forschungsergebnisse angestrebt. Die Association betreibt keine Grundlagenforschung, die den Universitäten vorbehalten bleibt, sie widmet sich dagegen der Basisforschung hinsichtlich der Grundeigenschaften der Stoffe und des Ablaufs von Prozessen, der angewandten Forschung bei Aufgaben, die sich aus der Praxis des Bauens ergeben oder zur Verbesserung bestimmter Verfahren u. dgl., schließlich der Sammlung von Daten von durchgeführten Untersuchungen, von Beobachtungen und Prüfungen an Baustellen, die für die Forschung unerlässlich ist.

Die Forschungsstation der Association in Wexham Springs bei Fulmer, Buckinghamshire, im Jahre 1946 gegründet, konnte

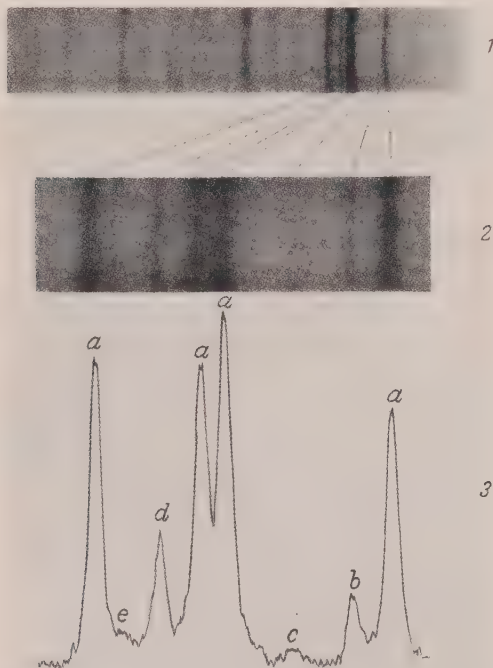


Abb. 1. Röntgenanalyse eines typischen Portlandzements. — 1 Photographische Aufnahme; 2 Vergrößerung; 3 Diffraktometeraufzeichnung: a Alit (Trikalziumsilikat) plus Dikalziumsilikat; b Alit allein; c Dikalziumsilikat allein; d Trikalziumaluminat; e Kalk-Aluminium-Eisen-Anteil.

wegen des damals vorliegenden Baustops erst seit 1952 auf- und zweckentsprechend ausgebaut werden.

Die Station besitzt jetzt ein Baulaboratorium, ein Gebäude für das chemische und physikalische Laboratorium, ein Gebäude für Versuche an Baukonstruktionen und für Vorführungen, ein Haus, in dem Kurse abgehalten werden und in dem die Teilnehmer auch wohnen, schließlich wurden 1960 zwei Gebäude in Angriff genommen, in denen das Betonlabor, die Abteilung für Straßenbau, die Laboratorien für vorgefertigten Beton und für Zuschlagstoffe, Werkstätten und Lagerräume untergebracht werden.

Das Forschungsprogramm wird festgelegt und überwacht von einem Forschungsrat, der sich in weiter Streuung aus Vertretern der interessierten Kreise zusammensetzt; ihm ist für

die Forschung auf dem Baugebiet ein Bauforschungskomitee beigegeben, dem in der Hauptsache Beratende Ingenieure angehören. Obwohl das Institut nicht gleichzeitig an allen möglichen Problemen arbeiten kann, wird doch im Interesse der Heranbildung von Fachmännern für den Lehr- und Beratungsdienst Forschungsarbeit in einem gewissen Umfang auf allen einschlägigen Gebieten geleistet. Es bestehen Abteilungen für Chemie und für Physik, Betonmaterial und -eigenschaften, für Baukonstruktionen, für Straßenbau, schließlich für allgemeine Dienste. In jeder Abteilung arbeiten drei bis vier Wissenschaftler mit je etwa zehn Assistenten bzw. Laboranten. Die Abteilung für allgemeine Dienste ist für Unterhaltungsarbeiten, für den Bau von Versuchseinrichtungen u. dgl. verantwortlich; ihr gehören etwa 40 Handwerker bzw. Arbeiter an.

Die chemisch-physikalische Abteilung ist naturgemäß mehr mit Aufgaben der Basisforschung als die anderen Abteilungen befaßt, obwohl auch sie durch die ihr obliegende Entwicklung der Versuchs- und Meßtechnik und durch Untersuchungen über die Ursachen chemischer Zerstörungen von Beton z. B. auch angewandte Forschung treibt. Aus ihrer Arbeit mögen die neuerdings angewandten Methoden zur Untersuchung des Zements interessieren. Trotz der relativ einfachen Herstellungsweise des Zements ist bekanntlich sein Chemismus recht kompliziert und die chemische Analyse gibt kein erschöpfendes Bild. Vielmehr hängt viel von seiner mineralogischen Zusammensetzung ab. An die Stelle der vor dem Krieg gebräuchlichen Untersuchung unter dem Mikroskop ist heute die Röntgenanalyse getreten. Bei ihr wird die Mischung verschiedener Kristalle durch die verschiedenen starke Brechung des Röntgenstrahls auf einem Film und damit die Beteiligung der einzelnen Komponenten erkennbar gemacht. Eine direktere und schnellere Analyse wird erhalten, wenn der Film durch einen beweglichen Geigerzähler ersetzt wird, der die Verteilung der Strahlungsintensität auf einem Papierstreifen im Form einer Kurve aufzeichnet.

Die Zementanalyse gibt zwar einen Anhalt für die wichtige Widerstandsfähigkeit des Zements gegen chemische Angriffe z. B. der Sulfate, trotzdem sind unmittelbare Versuche nicht überflüssig. Das Institut verwendet hierfür sehr kleine Versuchskörper von 1,25 cm Seitenlänge, deren Festigkeit schnell von einer aggressiven Flüssigkeit beeinträchtigt wird, so daß in diesen Schnellversuchen bereits nach kurzer Zeit Ergebnisse erhalten werden. Ähnlich kleine Versuchskörper werden neuerdings bei der Untersuchung des Verhaltens von Zementmörtel bei Bestrahlung durch γ -Strahlen benutzt, wo die räumlichen Verhältnisse der zur Verfügung stehenden Reaktoren die üblichen Körper in der erforderlichen Anzahl nicht zulassen.

Im Bereich der den Ingenieur für seine Zwecke besonders interessierenden Eigenschaften des Betons, wie Festigkeit, Verarbeitbarkeit, Schwinden und Kriechen, haben sich die bisher gebräuchlichen Methoden der Reihenversuche als allein erfolgreich erwiesen. Tatsächlich beruhen auch alle Tabellen und Kurven, welche die diesbezüglichen Gesetzmäßigkeiten darstellen, auf solchen empirischen Versuchen. Im Institut ist die Forschung auf diesem Wege auf die Erzeugung hochfesten Betons von 500 kg/cm² Druckfestigkeit und mehr ausgedehnt worden, der eine wichtige Rolle bei vorgespannten Konstruktionen spielt. Neben dem Wasserzementfaktor sind hierbei besonders wichtig die Eigenschaften der Zuschlagstoffe und der Verdichtung. Innerhalb einer notwendigen Verarbeitbarkeit bringt die Anreicherung von Zement über ein Verhältnis von 1:2,5 oder 1:3 nach Gewicht keinen Gewinn an Festigkeit mehr. Nach den Ergebnissen dieser Arbeit kann mit regelmäßigem Portlandzement und wirtschaftlich durchführbarer Verdichtung ein Beton von 550 bis 700 kg/cm² Festigkeit erzeugt werden.

Die Frage, wie die mittlere Festigkeit eines Betons bestimmt werden müsse, um die erforderliche Mindestfestigkeit in jedem Fall einzuhalten, war Gegenstand von Untersuchungen der Association. Die Auswertung von einigen 100 000 Würfelproben von etwa 300 Baustellen hatte das Ergebnis, daß zwischen diesen beiden Festigkeitswerten kein einfaches Verhältnis besteht. Es war zu erkennen, daß allein der Grad der Überwachung Wasserzementfaktors den Abstand dieser beiden Festigkeitswerte festzulegen gestattet. Man hat also den für die Mindestfestigkeit notwendigen Wasserzementwert zu bestimmen und ihn entsprechend der beabsichtigten Kontrolle zu reduzieren und danach die Wahl der Betonmischung vorzunehmen. Eine sorgfältige Kontrolle des Betons auf der Baustelle ist wichtig, als z. B. deren Ausrüstung zur genauen Einhaltung der Mischungen, durch die Irrtümer nicht ausgeschlossen werden.

Die Abteilung für Straßenbau hat sich den hier vorliegenden Problemen der Straßendecken, der Untersuchung besonders

eren Betons 1:15 bis 1:24 und der Bodenvermörtelung ge-
edmet. Hier waren Erfolge nur in enger Zusammenarbeit mit
raßenbaustellen und den damit befaßten Ingenieuren zu er-
arten. Die Bemühungen bei den Decken in bewehrtem Beton
aren zunächst darauf gerichtet, die Fugenabstände zu ver-
ngern wegen der mit diesen verbundenen Unebenheiten.
ach Einführung der maschinell gesägten Fugen und Entwick-
ung geeigneter Geräte verlor dieses Problem seine Bedeutung.
agegen wurde sogar erwogen, Einsparungen an Bewehrungs-
ahl und Kosten zu erzielen, wenn die Fugen enger angeordnet
ürden.

Die Untersuchung der als Unterbaumaterial gebräuchlichen,
esonders mageren Betonmischungen, die durch Walzen ver-
dichtet werden, ergab ähnliche Zusammenhänge, wie sie von
en üblichen Mischungsverhältnissen her bekannt sind. Abb. 2

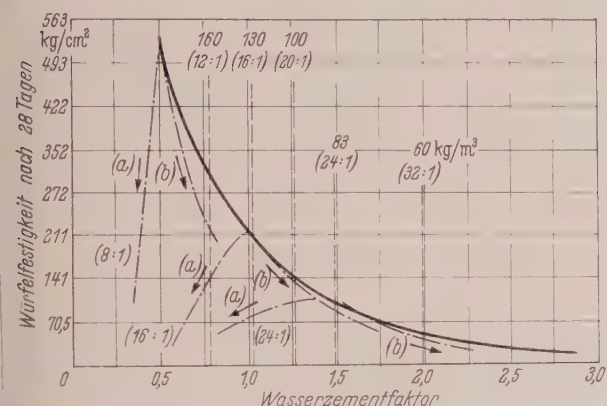
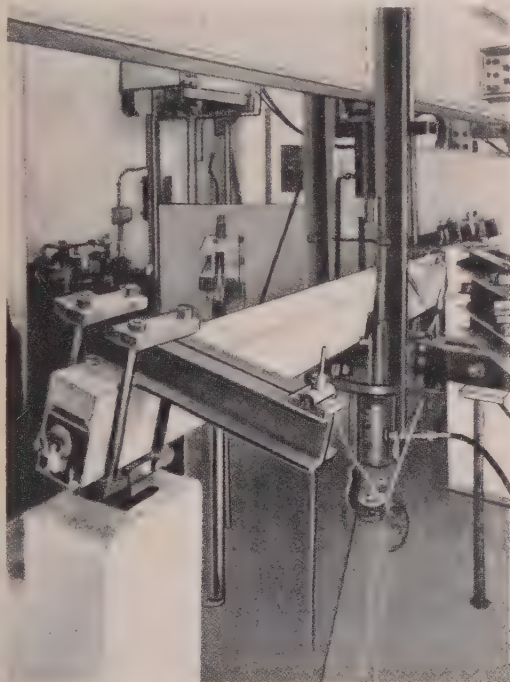


Abb. 2. Festigkeit magerer Betone. — Die Zahlen am oberen Ende
der gestr. Linien geben Zementgehalt und Mischungsverhält-
nis nach Gewicht (Wassergehalt 6 %). a Abnehmende Verarbeitbar-
keit und abnehmende Verdichtung; b Zunehmende Verarbeitbarkeit
und konstante Verdichtung.

zeigt die Abhängigkeit vom Wassorzementfaktor, das Vorhan-
dsein eines Optimums, das mit dem der Verarbeitbarkeit
zusammenfällt.

Auf dem Gebiet der Konstruktion wurden Untersuchungen
über dreidimensionale Spannungszustände in vorgespanntem



3. Versuchseinrichtung für kombinierte Biegung und Torsion.

an durchgeführt. Es wurden Balken mit Rechteck- oder
Querschnitt gleichzeitig auf Biegung und Torsion belastet.
Prismen, den rechteckigen Verankerungsböcken vorgespannt-
Konstruktionen nachgebildet, werden z. Z. Versuche über
die Verteilung der Querkzugspannungen angestellt, um

Rechentheorien zu überprüfen und Anhaltspunkte über die
notwendige Bewehrung zu erhalten.

An Modellen vorgespannter Brückentafeln, die als Balkenrost
oder als Kastenquerschnitt aus vorgefertigten und zusammen-
gepressten Teilen angefertigt waren, wurden Belastungsver-
suche unternommen. Es zeigte sich zwar, daß sich diese Kon-
struktionen bei den Gebrauchslasten weitgehend in Überein-
stimmung mit der Theorie verhielten, daß sich der Bruch
jedoch vorzeitig einstellte infolge der mangelnden Schubfestig-
keit zwischen den umgekehrten T-Balken und den Plattenteilen.
Nach Ausführung der oberen Deckenplatte in Ortbeton ent-
sprach die Bruchlast den Forderungen der Behörden, so daß
dieses System für kürzere und mittlere Spannweiten auch für
die vorgeschriebene anomale Belastung als geeignet empfohlen
werden konnte.

Der Frage des Sichtbetons sind langjährige Bemühungen
gewidmet worden. Eine ständige Ausstellung der entwickelten
Anwendungsbeispiele dient der Unterrichtung der interessierten
Architekten und Ingenieure.

Die besonderen Erfahrungen der Association in der Meß-
technik werden, wie es natürlich ist, auf allen Gebieten des
Bauwesens der Praxis zur Verfügung gestellt: sei es, wenn es
sich um die Untersuchung chemischer Einflüsse auf Beton, oder
um die Röntgendurchleuchtung von Stahl- oder Spannbeton-
bauteilen handelt, sei es bei Modellversuchen oder Probe-
belastungen von Brücken u. dgl. Ferner steht eine elektronische
Rechenmaschine zur Verfügung, für deren Gebrauch verschie-
dene Programme ausgearbeitet worden sind.

Um die Ergebnisse der Arbeiten der Association einem
möglichst großen Kreis von Interessenten zugänglich zu machen,
wird sowohl die Veröffentlichung jeder Art, wie maschinen-

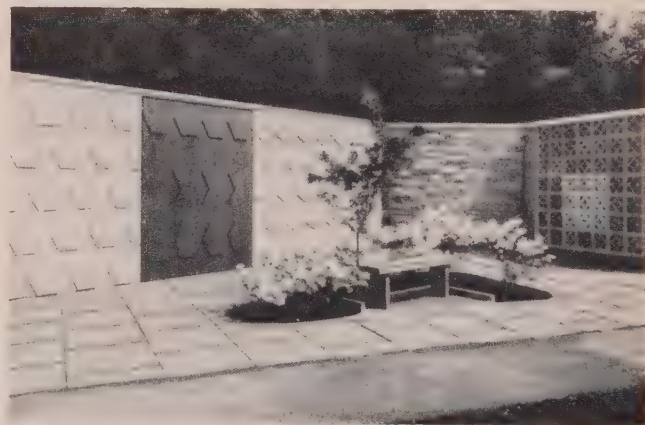


Abb. 4. Teilansicht der Ausstellung über Sichtbeton der Forschungs-
station.

geschriebene Vorberichte, meist noch vor Abschluß der Arbeit,
Aufsätze in der Fachpresse oder in eigenen Magazine of Con-
crete Research oder in gedruckten „Forschungsberichten“ be-
nutzt, als auch eine ausgedehnte Lehrtätigkeit ausgeübt und ein
besonderer Beratungsdienst unterhalten. Es werden jährlich
etwa 800 Vorträge gehalten, etwa 3000 Besucher durch die For-
schungsstätten geführt, wo die im Gang befindlichen Versuche
erläutert und Forschungsergebnisse weitergegeben werden. Die
für Vorarbeiter, Ingenieure, Architekten und Lehrer von Hoch-
und techn. Mittelschulen abgehaltenen Kurse dauern in der
Regel eine Woche; die Teilnehmer sind dabei im Unterrichts-
gebäude untergebracht. Die Lehrtätigkeit hat sich auch für die
lehrenden Wissenschaftler als fruchtbar erwiesen, da sie selbst
zur klaren Formulierung des Stoffes veranlaßt werden und aus
der Diskussion und Kritik ihrer Hörer mancherlei Anregungen
für ihre Forschungsarbeit erfahren können. — [Nach A. R. Col-
lins: Research for the Concrete Industry. The Struct. Eng. 38
(1960), H. 3, S. 100—115.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

DK 624.92.012.45 : 691.328 : 693.55

Stahlbetontragwerke aus Fertigteilen

Die bemerkenswerte Entwicklung der letzten Jahre in der
Herstellung hochwertiger und vorgespannter Betonfertigteile
ermöglicht die Errichtung von Tragwerken, welche durch Wirt-
schaftlichkeit, Dauerhaftigkeit und Formschönheit gekennzeich-
net sind und die Leistungsfähigkeit hochbeanspruchter Bau-
elemente mit den Vorteilen monolithischer Ausführung ver-

einigen. Das ständige Steigen von Lohn- und Baustoffkosten kann gerade auf diesem Gebiete durch neue Gedanken in der baulichen Durchbildung ausgeglichen werden.

Herstellen, Heranschaffen und Einbauen der Fertigteile bedingen hinsichtlich der Zusammensetzung zum endgültigen Tragwerk Überlegungen, die viel schwieriger sind als jene, die bei üblichen Ausführungen ortsfester Tragwerke anzustellen sind. Es genügt nicht, nur den Endzustand des Bauwerkes zu berücksichtigen, sondern es ist auch notwendig, die verschiedenen Zustände während des Aufstellens hinsichtlich der baulichen Sicherheit zu beachten.

Bis zur Herausgabe einschlägiger Vorschriften hat der Entwurfsbearbeiter die Aufgabe, gewisse Regeln für die Verbindung von Betonfertigteilen zu befolgen und sie gegebenenfalls durch Versuche zu prüfen.

Eine der gebräuchlichsten Zugverbindungen zwischen Betonfertigteilen ist das Schweißen der Bewehrungsstäbe. Stähle mit hohem Kohlenstoffgehalt sind allerdings hierfür nicht geeignet. Für Betonstahlstäbe kann bei einwandfreiem Schweißvorgang die Streckgrenze ohne Schwierigkeit erreicht werden. Nebeneinander liegende Bewehrungsstäbe können durch einfache oder doppelte Schweißnaht verbunden werden. Die hierbei eintretende Außermittigkeit läßt sich durch Verschwenken der Schweißstellen beheben und wird außerdem infolge seitlicher Stützung im umgebenden Beton günstig beeinflusst. In gleicher Richtung liegende Stäbe werden meist auf einem kurzen Stück Winkelstahl mit diesem verschweißt; diese Verbindung ist auf Sonderfälle beschränkt.

Eine andere Art der Zugverbindung besteht darin, daß der Bewehrungsstab eines Elementes in eine entsprechende Aussparung des anderen eingebettet wird, die im Aufstellungszustand mit Zementmörtel gefüllt ist. Die Haftung zwischen Aussparung und Mörtel läßt sich durch Verwendung eines in diese eingeführten biegsamen Rohrstückes mit spiralgerippter Außenfläche verbessern. Zugversuche an Probepismen bestätigten dies und ergaben Bruchspannungen der eingebetteten Betonstähle von 5133 bis 5716 kg/cm².

Eine befriedigende Scherverbindung ist dadurch erreichbar, daß frischer Beton gegen bereits erhärteten mit gut aufgerauhter und mit Zementmilch bestrichener Oberfläche geschüttet wird. Versuchen zufolge liegen die hierbei festgestellten Scherspannungen zwischen 49 und 106 kg/cm².

Druckverbindungen können zwischen Fertigteilen durch Ausfüllen der Berührungsfächen mit Beton oder Mörtel aus-

Die 21,24 m langen Balkenstücke wurden mit den Stützen nachträglich verspannt. Die Verbindung der Wände mit den Stützen erfolgte durch Zusammenschweißen kurzer in passenden Aussparungen der Stützen steckender Betonstahlstäbe mit der Wandbewehrung (Abb. 2). Decken und Dach bestehen aus

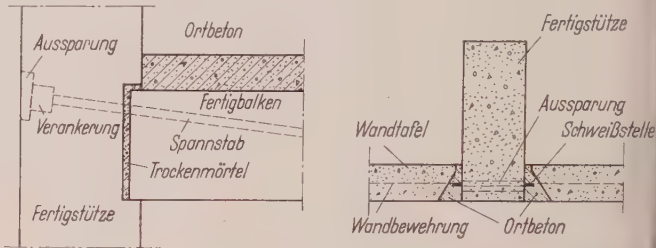


Abb. 2. Verbindung Balken-Stütze und Wand-Stütze.

Rippenplatten, deren stirnseitig vorstehende obere Bewehrung über dem Balken verschweißt wurde und dadurch Durchlaufwirkung ergab.

Im *Florida Building in Washington, D. C.* ruhen die 27,43 m langen vorgespannten Deckenbalken auf Stahlbetonstützen, deren Bewehrung in entsprechende Aussparungen der Balken elemente reichen (Abb. 3). Die Verbindung Balken-Stütze, in

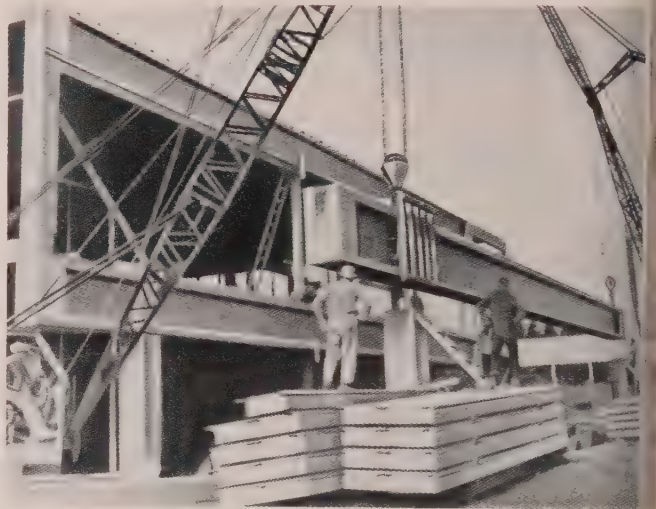


Abb. 3. Einsetzen der Deckenbalken auf vorgefertigten Stützen. (Florida Building)

Hintergrund des Einbaubildes zu sehen, wird gemäß Abb. hergestellt.

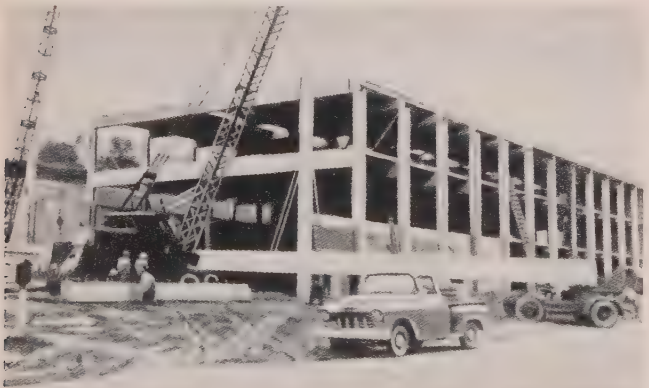


Abb. 1. Aquinas Academy, ein vollständig aus Betonfertigteilen zusammengesetztes Bauwerk.

gebildet werden. Schwindeinfluß läßt sich durch eine trockene oder nachgiebige Schicht (Aluminiumpulver) ausschalten. Bei besonders hohen Druckspannungen ist eine haubenförmige Umschließung des Bauelementes empfehlenswert.

Im allgemeinen lassen sich die meisten vorkommenden Verbindungen zwischen Betonfertigteilen wie folgt zusammenfassen:

- 1. Stütze-Gründung,
- 2. Wand-Stütze,
- 3. Balken-Stütze,
- 4. Balken-Platte.

Praktisch ist natürlich die Art der Einteilung solcher Verbindungen unbegrenzt; nachstehend sollen einige an Beispielen besprochen werden.

Die *Aquinas Academy in Tacoma, Wash.* ist ein vollständig aus vorgefertigten und vorgespannten Betonfertigteilen zusammengesetztes Bauwerk von 21,34/73,15 m Grundfläche (Abb. 1).

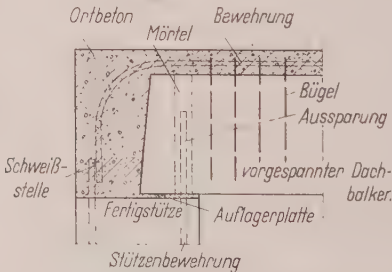


Abb. 4. Verbindung Balken-Stütze.

Der dreigeschossige *Park-Garagen-Bau in Olympia, Wash.* von 36,58/73,15 m Größe mit nur 7 Innenstützen ist bezüglich der Zusammensetzung aus Betonfertigteilen besonders bemerkenswert (Abb. 5). Jedes Tragwerk ist ein zweigeschossiger Zweifeld-Rahmen mit 2 äußeren sowie einer inneren Stütze und vier Unterzügen als Riegel von umgekehrtem T-Querschnitt, auf deren Flanschen vorgespannte Nebenbalken ruhen, die ihrerseits wieder die vorgefertigten Rippenplatten der Decken stützen. Die Bewehrung der Unterzüge und Balken wurde zusammengeschweißt und das Deckenstück mit den oberen Bewehrungen für Unterzug und Nebenbalken über dem Unterzug als Druckgurt aus Ort beton eingebracht (Abb. 6).



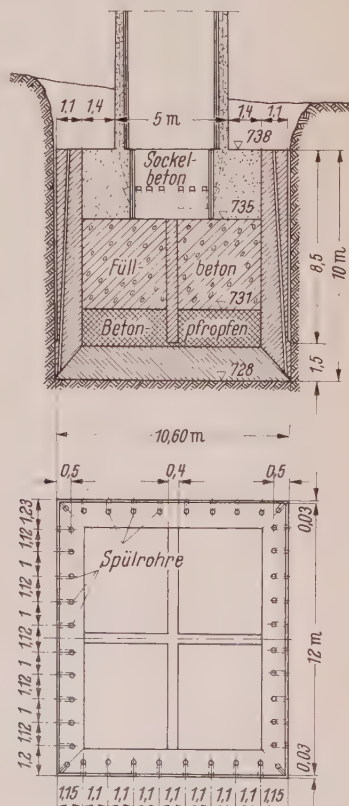
Das Diagramm zeigt einen Querschnitt durch einen Stahlbetonbalken, der eine Unterzugverankerung enthält. Die Beschriftungen sind:

- Ortbeton
- Querbewehrung
- Fertigplatten
- obere Balkenbewehrung
- vorgespannter Balken
- vorgespannter Unterzug
- Trockenmörtel
- Schweißstelle
- Winkelplatte
- Schweißplatte

Der 16 km lange Rückstau des Dammes Serre-Ponçon im Tale der Durance, die bei Avignon die Rhone erreicht, erforderte die Höherlegung der das Tal kreuzenden Straße 94 und der Anschlußstrecken. Für die Überquerung des Stausees wurde eine Brücke ausgeführt, die 924 m lang ist, und deren Herstellung im Freivorbau wohl die derzeit bemerkenswerteste Ausführung dieser Art sein dürfte (Abb. 1). Die Länge der Brücke ergab sich aus dem Preisvergleich mit einem Dammbau, von beiden Seiten bis zur Höhe von 15 m wirtschaftlicher. Die Pfeilerabstände wurden durch die Notwendigkeit, die Durance mit einer Öffnung zu überbrücken, zu 77 m bestimmt.



Die aus dem Pfeiler auskragenden Träger sind mit 72 Spanngliedern mit je 65 t Spannkraft nach Abb. 4 vorgespannt und mit Thorshalt querbewehrt. Die Gelenkausbildung der wechselseitigen Scheitelstützung besteht aus einem sphärischen Zylinder zwischen Gelenkschalen. Das Gesims ist aus Betonfertigteilen gebildet und trägt ein Stahlgeländer. Die Fahrbahnfläche ist mit einem Schleppblech verdeckt.



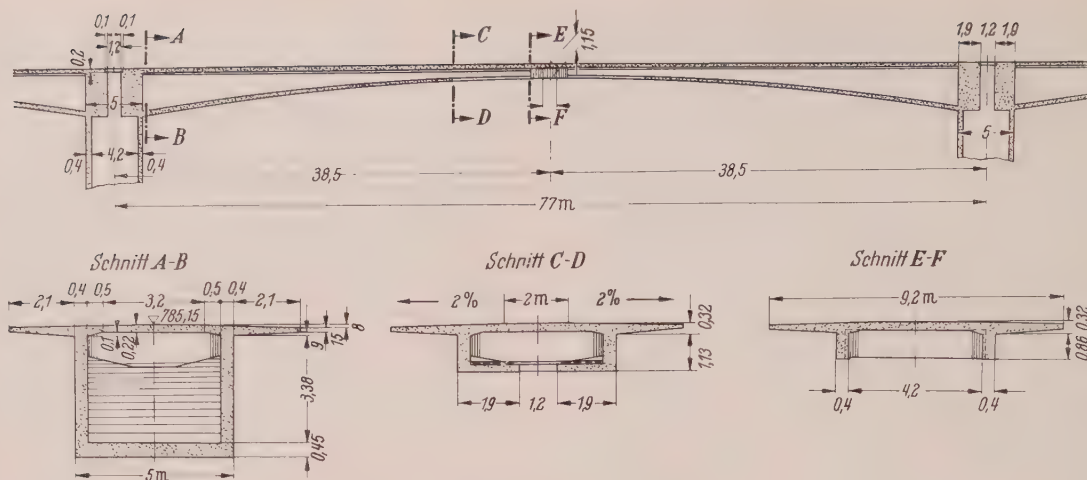


Abb. 3. Konstruktion der Brückentafel.

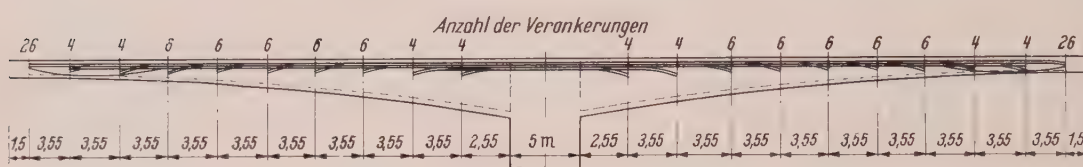


Abb. 4. Spannbewehrung der im Freivorbau ausgeführten Kragarme.

Die Widerlager sind im Damm flach gegründet und enthalten Lagerteile, die denen der Scheitelgelenke entsprechen. Die Auflagerbank ruht in einer Nische und kann bei Setzungen des Dammes durch Pressen angehoben werden.

Die Ausführung übernahm die Société des Grands Travaux de Marseille, welche den Freivorbau vorgeschlagen hatte und deren Vorspannsystem auch zur Anwendung kam. Durch gleichzeitige Arbeit von mehreren Pfeilern aus konnte die vorgesehene Ausführungszeit erheblich unterschritten werden. Während die Baugruben der Pfeilerfundamente keine Schwierigkeiten boten, mußten bei dem Aushub für die Senkkästen an den Flußufern große Blöcke freigelegt und gesprengt werden. Der Aushub geschah mit Greiferkränen. Der Wasserandrang war trotz der Flußnähe gering. Für die Pfeiler bot sich die Ausführung in Gleitschalung durch eine Spezialfirma, die Soc. des Coffrages Glissantes, an, so daß Gerüstkosten ganz erspart werden konnten. Man verwendete Stahlschalung von 1,25 m Höhe und erreichte eine max. Steiggeschwindigkeit von stündlich 22 cm oder 6 m pro Tag. Die Kletterstangen von 28 mm ϕ wurden wiedergewonnen.

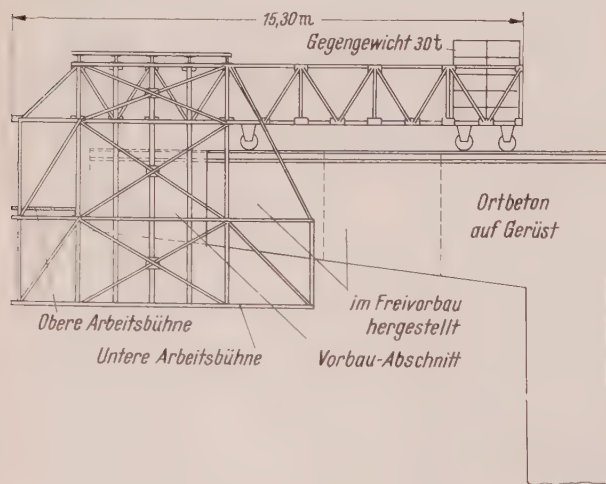


Abb. 5. Schema des Vorbauwagens.

Nachdem der Pfeilerkopf erreicht und die Gleitschalung abgebaut war, wurde beiderseits ein erstes Kragende des Tragwerkes von 2,55 m ausgeführt, womit eine Arbeitsplattform von 10 m Länge in Achsrichtung der Brücke gewonnen war. Der Freivorbauwagen war in Stücke von 3 t zerlegt, die mit dem am Bau verfügbaren Turmdrehkränen montiert werden konnten. Der Freivorbauwagen war 15,30 m lang und mit einem

Gegengewicht von 30 t belastet (Abb. 5). Für den ersten Vorbauabschnitt wurden die nach beiden Seiten gerichteten unteren Spannbündel in ganzer Länge zusammengesetzten Wagen miteinander verbunden, dann wurden sie getrennt und jeder Wagen für sich, symmetrisch zu dem anderen, voraus. Sie liefen direkt auf dem Obergurt des Kastenquerschnitts der Träger auf gummibereiften Rollen. Die Arbeitsfolge für den 3,55 m langen Vorbauabschnitt war jeweils folgende: 1. Schalung der unteren Platte und Außenschalung der Wangenträger; 2. Bewehrung der unteren Platte und Verbindungsstäbe der Wangen; 3. Betonierung der unteren Platte; 4. Innenschalung und Schalung der Fahrbahnkragplatte; 5. Bewehrung der Wangen und der oberen Platte; 6. Betonierung der Wangen und der Fahrbahnkragplatte; 7. Einziehen der Spannglieder; 8. Spannen der Vorspannglieder (72 h nach dem Betonieren bei Mindestfestigkeit von 200 kg/cm²); 9. Ausschalen; 10. Freimachen der Vorbaueinrichtung und Wiederholung beim nächsten Abschnitt. Dieser Zyklus betrug je Vorbauabschnitt 10 Tage, nachdem sich die Arbeit eingespielt hatte.

Als Winterbaumaßnahmen wurde der Vorbauwagen mit Brettern verschalt und beheizt, die Zuschlagstoffe und das Anmachwasser angewärmt und für den Transport des Frischbetons isolierte Behälter verwendet.

Das Verpressen der bis 80 m langen, überwiegend waagrecht Spannbündel der Fahrbahn und auch der bis 40 m langen senkrechten Vorspannbündel in den Pfeilern geschah mit einem eigens entwickelten Verpreßmörtel unter sehr hohem Druck.

Die Einzelteile der nur lotrechte Kräfte übertragenden Scheitelgelenke wurden zunächst in zusammengebautem Zustand eingesetzt und nach dem Betonieren dieser Zusammenbauten noch vor dem Abbinden des Betons gelöst, damit sich keine Schwindrisse um die Lagerteile bilden konnten. Um die Scherkräfte im Gelenk vor dem Aufbringen der Last der Fahrbahn auf Null zu bringen, wurden genau bemessene Zusatzgewichte verwendet. Sieben Tage nach dem Betonieren wurden die Zusatzgewichte ausgeschalt und das Zusatzgewicht wieder entfernt.

Die Fahrbahn erhielt einen Asphaltbelag und eine Verschlussschicht. Die gesetzte Baufrist konnte um 3 Monate unterschritten werden, was fraglos durch die nüchtern-sachliche Form der Konstruktion, besonders der später im Wasser verschwindenden Pfeiler und die dazu passenden Ausführungsmethoden des Gleitbaues und des Freivorbauens und nicht zuletzt durch die Einarbeitung auf die gleichen Arbeitsvorgänge ermöglicht wurde. Es wird allerdings berichtet, daß die exakte Innehaltung des Längsprofils manche Sorge bereitet hat. — [Nach J. Courbon: Le Viaduc de Savines, sur la Durance. Le Génie Civ. (1960), H. 12, S. 265—270.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.

DK 691.32 : 620.179 (047.6)

Erfahrungen mit dem Schmidtschen Rückprallhammer

Eine zerstörungsfreie Betonprüfung ist in vielen Fällen sehr
wünscht und kann z. B. mit dem Schmidtschen Rückprall-
hammer durchgeführt werden.

Mit diesem Prüfhammer wird die Härte des Mörtels er-
mittelt. Dabei sind die willkürlichen Härtegrade (Prelhärtungen R)
in anderen Eigenschaften des geprüften Materials durch eine
versuchsmäßig ermittelte Beziehung zuzuordnen.

Nach Ansicht des Verfassers ist es für den praktischen Ge-
brauch nicht notwendig, eine allgemeine Theorie für den
Schmidtschen Rückprallhammer zu entwickeln.

Bei der Benutzung des Prüfhammers ist folgendes zu be-
achten: Die Härte nimmt mit dem Abstand von der Betonober-
fläche ab. Das Betonalter, die Erhärtungsbedingungen, die
Betonzusammensetzung und die Schlagrichtung spielen eine be-
deutende Rolle. Die Prüfstellen dürfen nicht zu nahe am Beton-
rand gewählt werden. Prelhärtwerte, die wegen Poren oder
Teilen unter der Prüfzelle zu niedrig oder zu hoch ausgefallen
sind, sollen ausgeschlossen werden. Geschlämte und ähnliche
Oberflächen ergeben höhere Rückprallwerte, deren Auswertung
eine spezielle Eichkurve erfordert. Durch Abschleifen der Beton-
oberfläche wird die Streuung der Ergebnisse kleiner. Es darf
ein wiederholter Schlag mit dem Prüfhammer auf die gleiche
Stelle kommen. Bei dünnen Betonkörpern (z. B. Betonrohren)
ist die Prelhärtung von der Lage der Prüfzelle und der Schlag-
richtung stärker abhängig als bei Massenbeton.

Die Hersteller empfehlen 15 Ablesungen vorzunehmen. Da-
bei sollen die größten und die kleinsten Werte nicht zur Mittel-
bildung herangezogen werden. Der Verfasser hat herausgefun-
den, daß diese Methode die Genauigkeit kaum verbessert. Sie
ringt dagegen eine Unsicherheit bei der Mittelwertbildung zu-
stände. Es scheint deshalb besser zu sein, keine Ablesung we-
gzulassen, wenn nicht besondere Gründe vorhanden sind.

Der Verfasser hat auf Grund seiner zahlreichen Versuchs-
ergebnisse Häufigkeitskurven für die Betondruckfestigkeiten und

die zugehörigen Prelhärtungen aufgetragen. Es zeigt sich, daß der
mittlere Fehler der Prelhärtungen sich nicht mehr von dem der
Würfeldruckergebnisse unterscheidet. Das bedeutet, daß der
Schmidtsche Rückprallhammer nahezu ebensogute Beton-
druckfestigkeitsergebnisse liefert wie die Druckpresse, wenn nur
eine genügend zuverlässige Eichkurve vorhanden ist.

Es werden 7 Eichkurven angegeben, die von verschiedenen
Forschern aus 4 Ländern ermittelt wurden. Einige Kurven davon
weichen beträchtlich von derjenigen nach Schmidt ab, die dem
Hammer beigegeben ist. Außerdem würden viele den Prüf-
hammer gern benutzen, wenn die Ergebnisse ihrer Testversuche
besser mit der beigegebenen Eichkurve übereinstimmen wür-
den. Diese Unterschiede sind verständlich, da der Verfasser fest-
gestellt hat, daß das Verhältnis von Oberflächenhärte und Festig-
keit des Betons von einer Betonsorte zur anderen beträchtlich
schwanken kann. Es kann aber eine recht zutreffende Beziehung
zwischen Prelhärtung und Festigkeit für eine bestimmte Betonart
ermittelt werden. Es wird deshalb vorgeschlagen, daß die Be-
nutzer (z. B. Betonwerke) sich für ihren eigenen Beton selbst
Eichkurven aufstellen.

Es wird auf zwei Verwendungsmöglichkeiten des Schmidts-
schen Rückprallhammers besonders hingewiesen:

1. für Prüfungen in Betonwerken und auf Baustellen zur
Ermittlung der Gleichmäßigkeit des Betons,
2. für zerstörungsfreie Bestimmung der Festigkeit und an-
derer Eigenschaften des Betons.

Im ersten Fall muß der Benutzer einen speziellen Maßstab
aus eigener Erfahrung erwerben. Er weiß z. B. sobald der
erhärtende Beton eine bestimmte Prelhärtung erreicht hat, ist
damit gleichzeitig der von ihm angestrebte Zustand eingetreten.
Im zweiten Fall muß eine zutreffende Eichkurve vorhanden sein,
die die ermittelte Prelhärtung mit der gesuchten Betoneigenschaft
in Verbindung setzt.

Die Hauptvorteile der besprochenen Prüfmethode sind ein-
fache Durchführung, niedrige Kosten und schnell gewonnene
Ergebnisse. — [Nach J. Kolck, B. Sc. (Eng.): Mag. Concr. Res.
10 (1958), Nr. 28, S. 27.]

Dipl.-Ing. J. Henzel, Darmstadt.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

DK 624.012.46 : 624.92 : 624.043 (023)

Hahn, J.: **Spannbeton. Theorie und Bemessung.** 168 S.,
18,8 × 24,2 cm, mit zahlr. Abb. Düsseldorf: Werner-Verlag
1960. Geb. 36,— DM.

Der Verfasser wendet sich in seinem Buch vorzugsweise an In-
genieure der Entwurfsbüros, denen er mit seinen Ausführungen
Mittel für die Vorbereitung und Bemessung von Spannbeton-
konstruktionen an die Hand geben will. In der Einleitung des
Buches werden einige allgemeine Bemerkungen zu der Wirkung der
Spannung gebracht, weiterhin Angaben zur Führung der Spann-
anker bei statisch bestimmten und statisch unbestimmten Trag-
werken, u. a. auch Tafeln der Einspannmomente des beidseits starr
eingespannten Stabes für die wichtigsten Arten der Spannglieder-
führung als Ausgangswerte der Formänderungsverfahren statisch un-
bestimmter Systeme. In einer Reihe weiterer Kapitel wird die Be-
messung von Trägern mit Rechteck-, T- I- und Hohlquerschnitten für
den Zustand der Gebrauchslast behandelt. Hierbei entwickelt der
Verf. in Anlehnung an das graphische Verfahren von Magnel Be-
messungsformeln und -tafeln, die dem Ingenieur die Arbeit bei der
Ermittlung der Querschnittsabmessungen, der Größe und Lage der
Spannkräfte erleichtern sollen. Je ein gesondertes Kapitel ist der
Überprüfung verschiedener Fragen der Bruchsicherheit, so z. B. unter
Berücksichtigung der Plastizität bei statisch unbestimmten Trag-
werken, sowie der Rißsicherheit und der Schub Sicherheit gewidmet.
Das Buch schließt mit einer Reihe von Hinweisen zur Untersuchung
des Schwind- und Kriechinflusses. Die in den einzelnen Abschnitten
dargelegten Bemessungsverfahren werden, was dem Leser be-
sonders willkommen sein dürfte, an einer großen Zahl ausgesuchter
Beispiele erläutert.

Nicht zuletzt deshalb dürfte das Buch trotz der doch schon recht
reichlichen Literatur über die Bemessung von Spannbetontragwerken
der Fachwelt gebührende Beachtung finden, wenn man sich auch
an verschiedenen Stellen eine präzisere Ausdrucksweise wünschte.

G. Knittel, Hannover.

DK 624.072.327 : 624.023.85 : 534.1.01 (022) = 40

Koloušek, V.: **Calcul des efforts dynamiques dans les ossa-
ment rigides.** XVIII u. 271 S., 15,5 × 24 cm mit 77 Abb. Paris:
Gauthier-Villars 1959. Geb. 46,— NF.

Das Werk von Koloušek, das 1949 in tschechischer Sprache
erschienen ist, liegt uns in französischer Übersetzung von V. Moziš
vor. Es behandelt die Schwingungsberechnung von Stabwerken, wo-
bei wir vor allem die Berechnung der Eigenfrequenzen, der

Amplituden und der Biegemomente aller Systempunkte verstehen.
Amplituden und Biegemomente sind in hohem Maße von der Er-
regerfrequenz abhängig, und ihr Frequenzgang weicht insbesondere
bei der Erregung von Oberschwingungen des Systems so grundlegend
vom Frequenzgang des Einmassenschwingers ab, daß der Berechnung
der erzwungenen Schwingungen von Stabwerken in der Praxis eine
hohe Bedeutung zukommt.

Wohl stehen für diese Aufgabe verschiedene Näherungsverfahren
zur Verfügung, unter denen die auf Lord Rayleigh zurückgehende
Energimethode besondere Erwähnung verdient; ihre Anwendung
beschränkt sich aber im allgemeinen auf die Grundschwingung der
Systeme und wird dabei auch meist nur zur Ermittlung der Eigen-
frequenzen benutzt.

Es ist das Verdienst von Reissner, Hohenemser und Prager, der
exakten Schwingungsberechnung von Stabwerken neue praktische
Wege gewiesen zu haben. Durch die Entwicklung einer allgemeinen
Frequenzgleichung lassen sich die Eigenfrequenzen solcher Systeme
leicht berechnen, jedoch erweist sich die von Koloušek beschriebene
Deformationsmethode als wesentlich nützlicher, wenn es darum geht,
die erzwungenen Schwingungen komplizierter Stabwerke zu er-
mitteln. Insbesondere vereinfachen die am Ende des Buches zu-
sammengestellten Funktionstafeln den Rechenaufwand so wesent-
lich, daß die erzwungenen Schwingungen auch komplizierter Stab-
werke in allen wichtigen Frequenzlagen erfaßt werden können. Der
Vorteil der Deformationsmethode wird besonders deutlich, wenn der
Einfluß von Längs- und Schubkräften und von der Rotationsträgheit
der Stabelemente berücksichtigt werden muß, vor allem wenn auch
gedämpfte Systeme in die Berechnung einbezogen werden.

Außer zahlreichen Beispielen für die Berechnung dynamisch bean-
spruchter Stabwerke enthält dieses ausgezeichnete Werk auch noch
wichtige Hinweise auf den inneren Zusammenhang zwischen Schwin-
gung und Knicken, auf den Einfluß beweglicher Lasten und auf die
Schwingungsberechnung räumlicher Systeme.

Das Werk, das auch in deutscher Übersetzung vorliegt, ist für
jeden Bauingenieur, der sich mit der Schwingungsberechnung von
Stabwerken, z. B. auch Fundamentrahmen zu befassen hat, ein un-
ersetzliches Hilfsmittel, es kann aber ebenso auch zum Selbststudium
wärmstens empfohlen werden.

J. Lorenz, Berlin.

DK 627.842 (023)

Kieser, A.: **Druckstollenbau.** X u. 218 S., 16 × 24,5 cm, mit
135 Abb. Wien: Springer 1960. Geb. 54,— DM.

Der verstärkte Ausbau der Wasserkraften in den letzten zwei
Dzennien hat den Druckstollenbau — eine der schwierigsten und

verantwortungsvollsten Aufgaben im Rahmen dieses Ausbaues — sehr gefördert und grundsätzlich weiterentwickelt. Sowohl Planung als auch Durchführung haben den Druckstollenbau der früheren Zeit verändert durch Einsatz höher entwickelter Materialien, insbesondere der Stahlgüte, Anwendung vorgespannter Verfahren, Studium des Gebirgsdruckes bei der Herstellung und Schließung von Hohlräumen, Aufschluß und Verwertung der charakteristischen Eigenschaften und Kennzahlen der zu durchfahrenden Schichten und schließlich Vereinfachung, Sicherung und Beschleunigung der Ausführung. Die dabei auftretenden Probleme sind sehr vielseitig, und fast alle Bauingenieursparten sind dabei theoretisch und praktisch ausgiebig herangezogen worden.

Eine zusammenfassende übersichtliche Darstellung dieses Gebietes fehlte bisher. Eine besondere Förderung erhielt es ferner einerseits durch einige Unfälle oder Erscheinungen, welche solche befürchten ließen, und andererseits durch den nicht unerheblichen Kostenanteil der Druckstollen- und -schächte an der Gesamtanlage. Die oft sehr weit ausholenden Beileitungen der Hochdruckanlagen in den letzten beiden Jahrzehnten und ihre Zusammenfassung zu Kraftwerksgruppen waren ein weiterer Ansporn dazu.

Diese Aufgabenstellung liegt dem vorliegenden Buche zugrunde und ist ein sehr wertvoller Beitrag für den in diesem Gebiet arbeitenden Ingenieur und den Studierenden. Dr.-Ing. Kieser hatte beim Ausbau der Voralberger Illwerke-Kraftwerksgruppe eingehend auf diesem Gebiete seit vielen Jahren gearbeitet. Durch die Lage und Verbindungen dieser Gesellschaft in Mitteleuropa und ihre weit voraus betriebenen Planungen war Gelegenheit, alle einschlägigen Ausführungen und Erfahrungen eingehend zu studieren bzw. weiter zu entwickeln. Dr.-Ing. Kieser hat sich dieser Aufgabe gründlich unterzogen und seine Kenntnisse in diesem Buche übersichtlich gegliedert und beschrieben. Obwohl er selbst eine Methode entwickelte, hat er alle anderen Möglichkeiten objektiv mit gleicher Liebe beschrieben.

F. Slezak, Graz.

DK 699.844 : 534.83/.84 : 691 (047.7 : 023)

Schallschutz von Bauteilen. Forschungsberichte des Bundesministers für Wohnungsbau. 126 S., 21 × 29,7 cm, mit 136 Abb. u. 16 Zahlentafeln. Berlin: W. Ernst & Sohn 1960. Brosch. 19,50 DM.

In dieser Schrift sind Ergebnisse von 10 Forschungsarbeiten zusammengefaßt, die auf Veranlassung des Bundesministeriums für Wohnungsbau von verschiedenen Instituten durchgeführt wurden.

In einem einleitenden Beitrag faßt L. Cremer Begründungen und Überlegungen zusammen, die zur Festlegung von Sollkurven als Anforderungen für den Mindestschallschutz bei Luftschall und Trittschall führten, und behandelt vor allem die zusammenfassende Einzahlbewertung des „Schallschutzmaßes“ im Gegensatz zur früher üblichen, im Ausland noch heute erfolgenden Wertung durch einfache Mittelwertbildung.

Zwei der Beiträge (K. Gösele sowie Th. Kristen und H. W. Müller) untersuchen das bauakustische Verhalten von Deckenaufbauten auf verschiedenen Leerdäckengruppen, vor allem im Hinblick auf evtl. systematische Unterschiede bei Deckenaufbauten kennzeichnenden Trittschallminderungsdiagrammen. Für schwimmende Estriche gleichen Aufbaues ist danach auf unterschalligen Decken die Trittschallminderung geringer als bei einschalligen Massivdecken, wo sie auch bei größten Unterschieden ihrer Konstruktionsmerkmale praktisch stets gleich sind. Trittschallminderungen weichfedernder Gehbeläge sind dagegen von den Deckengruppen nahezu unabhängig. Neben der Klärung auch vieler Ursachen sind diese Beiträge vor allem für die exakte Vorausberechenbarkeit des Gesamtrittschallschutzes von Decken sowie für eine rationelle bauakustische Prüfung und Beurteilung von Deckenaufbauten von Bedeutung und somit zugleich wertvolle Ergänzung der weiteren Arbeit von A. Eisenberg über ein Prüfverfahren für Dämmschichten unter schwimmenden Estrichen. Diese im Bereich der bauakustisch-technologischen Prüfungen von dynamischer Steifigkeit und anderen mechanischen Eigenschaften erarbeiteten Ergebnisse sind ebenfalls als Teilunterlagen inzwischen aufgestellter DIN-Normen (DIN 18 165 und DIN 52 214) anzusehen.

Eine weitere Gruppe von Beiträgen (Th. Kristen, H. W. Müller, H. Schulze, A. Eisenberg) behandelt Abhängigkeiten des Schallschutzes von verschiedenen Bauparametern der Baupraxis. Untersuchungen über die Abhängigkeit der Schallabstrahlung von Bauteilen bei erhöhter Belastung zeigen, daß diese Einflüsse für die Praxis sowie die Vorausberechnung des Schallschutzes vernachlässigbar sind. Einflüsse des Feuchtigkeitsgehaltes von Bauteilen auf den Schallschutz werden geklärt und zeigen ebenfalls nur geringe Änderungen, wenn man von Unterschieden bei der Längsdämpfung von Porenbetonelementen absieht. Diese Aussagen sind vor allem für die Meßpraxis der Prüfinstitute wesentlich im Hinblick auf die Abstimmung von Baufertigstellungs- und Prüftermin. Von großer Bedeutung ist eine Untersuchung zum Einfluß leichter Zwischenwände auf die Schalldämmung von Bauteilen, da hier wertvolle Versuchsunterlagen zum Problem der Flankenübertragung zusammengefaßt sind; ein Gebiet, das im Zusammenhang mit der sehr kritischen Begrenzung der maximal möglichen Luftschalldämmung in üblichen Bauweisen z. Z. ein Kernproblem der Bauakustik überhaupt darstellt. Schließlich befassen sich vier weitere Arbeiten (K. Gösele, L. Cremer und M. Heckl, A. Eisenberg) mit Versuchen zum bauakustischen Verhalten spezieller Bauteilgruppen wie Holzbalkendecken, Doppelwänden aus Leichtbeton, Vorsatzschalen bei Massivwänden sowie Luftschallübertragung über Lüftungs- und Abgaskanäle

und klären vor allem auch Ursachen anomalen Verhaltens und leiten daraus wichtige Hinweise für bauakustisch sinnvolle Konstruktionen ab.

Außerlich ist neben dem klaren Druck vor allem die Einheitlichkeit der Diagrammdarstellung in gleichen relativen Koordinatenmaßstäben zu loben, die wesentlich den für die praktische Arbeit so wichtigen Vergleich mit anderen Versuchs- und Forschungsergebnissen erleichtert.

Dieses Heft ist somit eine wertvolle Zusammenstellung wichtiger Arbeiten über Einzelfragen des baulichen Schallschutzes. Neben ihrem wissenschaftlichen Wert als Arbeitsunterlage für die laufende Forschung und Beratung enthalten die Beiträge auch praktische Hinweise für Bauphysiker anderer Fachdisziplinen, für Bauingenieure und auch für Architekten. Sie sind darüber hinaus aber auch wertvolle Unterlagen bei der Entwicklung bzw. Verbesserung Bauelementen und Bauteilgruppen, so daß diesem Heft eine besonders weite Verbreitung in allen an einem guten Schallschutz interessierten Fachkreisen gewünscht wird.

Dr. Schneider, Berlin

DK 621.039 (022) = 40 = 30

Cahen, G., u. P. Treille: Kernenergiekunde für Ingenieure. Nach der 2. französischen Auflage übersetzt von Dr. E. Busch. XIII u. 306 S., 17 × 24 cm, mit 104 Abb. u. 43 Tafeln. Düsseldorf: VDI-Verlag GmbH 1960. Geb. 39,20 DM. VDI-Mitglied der 10 % Preisnachlaß.

Das vorliegende Buch ist speziell für Ingenieure und Ingenieurstudenten geschrieben, denen es eine Einführung in den Problemkomplex der Kerntechnik bietet. Die kernphysikalischen Grundlagen werden nur in einem Ausmaß behandelt, wie es zum Verständnis der technischen Grundprinzipie des Reaktorbaus erforderlich ist. Danach werden die Wirkungsweise von Kernreaktoren und die Eigenschaften der hauptsächlich für den Bau von Reaktoren verwendeten Materialien erläutert. Es folgt eine allgemeine Beschreibung von verschiedenen Forschungs- und Leistungsreakortypen, die Strahlungsgefahren und der Strahlenschutz werden kurz behandelt und die Methoden und Geräte für Strahlungsmessungen werden beschrieben. Abschließend wird ein kurzer Überblick über die industrielle Anwendung der Kernenergie und die industrielle Verwendung der Kernstrahlung gegeben. Das Buch kann interessierten Ingenieuren, in erster Linie Maschinenbauern und Verfahrenstechnikern, als eine leicht verständliche Einführung in die kerntechnischen Probleme empfohlen werden.

Th. Jaeger, Berlin

Neuerscheinungen

Taschenbuch für das wissenschaftliche Leben 1961. Vademecum der Deutschen Lehr- und Forschungsstätten. Herausgeber: Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft. 600 S., 10,5 × 15 cm. Bonn: Festlag Verlag 1961. Geb. 14,— DM.

Das Taschenbuch enthält u. a. ausführliche Übersichten über Staatliche Spitzen-Institutionen, Wissenschaftliche Akademien, Hochschulen, Selbstverwaltung und Selbsthilfe im Bereich der Wissenschaft, Stätten der Lehre und Forschung, Dokumentations-, Informationsstellen, Gesellschaften, Verbände und Vereinigungen, Akademische Bildungsgemeinschaften, Aufgaben einzelner Wissenschaftsinstitutionen.

Deutscher Ingenieurschulführer. Herausgeg. vom Arbeitskreis Deutscher Ingenieurschulen. 5. Ausgabe 1961. 64 S., DIN A 5. Berlin: VDE-Verlag. Geb. 9,80 DM.

Baumann, Dipl.-Ing. F.: Vorgeschichtliches zum ostalpinen Felsbau. Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes. Heft 42. I. Zur Hundertjahrfeier der Ennsregulierung; II. Schauplatz der Regulierung ostalpinen Gewässer. 52 S., 15 × 21 cm mit 20 Abb. Wien: Springer 1960. Brosch. 12,— DM.

Peiner Kastenspundwand. Peiner Stahlpfähle. Handbuch für Entwurf und Ausführung. Bearb. von Dr.-Ing. O. Baer. 3. Aufl. 296 S., 15,5 × 21,5 cm mit zahlreichen Abb. u. Tab. Geb. F. (Hannover): Ilseder Hütte, Spundwandabt. 1960.

Das Buch ist wieder in allen Teilen, entsprechend den geschrittenen Erkenntnissen in der Gründungstechnik auf den neuesten Stand gebracht worden.

Dachhaut-Dämmschicht-Sperrschicht. Richtlinien für Dachdecken mit rollbaren bituminösen Dachbahnen. Herausgeg. vom Institut für Bautechnik. J. A. Braun, Stuttgart-Bad Cannstatt, Voltastraße 27. 78 S., 15 × 22,5 cm mit zahlreichen Abb. Diese Schrift verzeichnet die mit dem heutigen Stand der Technik gültigen Richtlinien für die Herstellung einwandfreier dauerhafter Bedachungen auf Gebäuden, die Dachdecken zu ihrer Abdichtung einer geschlossenen, undurchlässigen Dachhaut bedürfen, wie Flachdächer, leicht geneigte Dächer, Händächer, Sheddächer u. ä. Sie wird von der Firma Braun an Bauleute aus dem süddeutschen Raum auf Anfrage kostenlos abgegeben.

Flutlicht für Sportanlagen. Merkblätter über sachgemäße Verwendung Nr. 273. Herausgeg. von der Beratungsstelle für Sportanlagen. Düsseldorf, Kasernenstraße 36. 16 S. DIN A 4. 32 Abb. Das Merkblatt wird von der Beratungsstelle auf Anfrage kostenlos an Interessenten abgegeben.

Murányi, Dipl.-Ing. Th.: Methode zur Bestimmung des Kehrschlaufs auf dem europäischen Straßennetz. (Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Neue Folge, Heft 39. Herausgegeben von Dr.-Ing. E. Goerner). 102 S., DIN A 4 mit 47 Abb. Bad Godesheim: Kirschbaum-Verlag 1960. Kart. 25,— DM.

Verschiedenes

Oberregierungs- und -baurat a. D. Prengel
85 Jahre alt

Am 28. Mai 1961 vollendete Oberregierungs- und -baurat a. D. Friedrich Prengel sein 85. Lebensjahr. Er genießt in Fachkreisen und bei seinen Berufskollegen als besonders bewährter und gediegener Beamter alter Tradition hohes Ansehen. Eine Persönlichkeit eigener Prägung.

In den langen Jahren seiner beruflichen Tätigkeit hat er an zahlreichen wichtigen Bauvorhaben der Preußischen Wasserbauverwaltung und der Reichswasserstraßenverwaltung maßgeblichen und entscheidenden Anteil gehabt, so dem Dammbau zwischen dem Festland und der Insel Nordstrand (Schleswig-Holstein) und dem Erweiterungsbau des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Als Leiter des damals größten preußischen Wasserbauamtes, des Hafenbauamtes Pillau, führte er die Erweiterung des Königsberger Seekanals durch. Im Jahre 1937 kam er als erster wasserbautechnischer Dezernent zur Regierung nach Aurich und übernahm damit die Leitung der zahlreichen und bedeutenden Wasserbauaufgaben in Ostfriesland. Während und nach dem zweiten Weltkrieg blieb er über die Altersgrenze hinaus im Amt und führte nach dem Zusammenbruch bis 1946 unter schwierigsten Umständen den Wiederaufbau der Wasserbauverwaltung in seinem Bereich durch. Hierbei kamen ihm seine großen Erfahrungen, sein klarer Blick und seine unbeugsame Energie zustatten.

Eine besondere Anerkennung für seine langjährige und oft schwierige Arbeit erhielt Oberregierungs- und -baurat Prengel durch die Verleihung des Bundesverdienstkreuzes 1. Klasse anlässlich seines 80. Geburtstages.

Prengel erfreut sich einer bemerkenswerten Rüstigkeit und Frische und nimmt auch heute noch an allen Geschehnissen seiner Wasserbauverwaltung regen Anteil. Möge er uns noch recht lange und gesund erhalten bleiben.

Steckhan.

Große Schweißtechnische Tagung,
Essen, 1961

Die diesjährige Tagung findet vom 5. bis 8. September unter dem Generalthema „Die Schweißtechnik im Zeichen neuer zeitlicher Verfahren und Werkstoffe“ statt.

Damit verbunden sind die 5. DVS-Fachschau „Schweißen und Schneiden“ und die DVS-Sonderschau „Schweißgerechtes Konstruieren“.

Anfragen sind zu richten an den Deutschen Verband für Schweißtechnik e. V., Düsseldorf, Schadowstraße 42.

Mechanische Sicherung des Verkehrsraumes
durch Leiteinrichtungen auf Brücken
und sonstigen Kunstbauten

Der Bundesminister für Verkehr hat am 30. Mai 1961 den allgemeinen Runderlaß Straßenbau Nr. 2/1961 für obige Sicherungsanlagen herausgegeben, aus dem auch konstruktive Einzelheiten ersichtlich sind.

DIN

DIN 1305 — Masse, Gewicht. Einsprüche bezüglich der neu vorgesehenen Bestimmungen bis 30. 9. 1961.

DIN 8565 — Rostschutz von Stahlbauwerken durch Metallpulvern. Richtlinien (Entwurf Mai 1961). Einsprüche bis 30. 9. 1961.

Entschließung des Deutschen Verbandes technisch-wissenschaftlicher Vereine zur Förderung der Natur- und Ingenieurwissenschaften in der Bundesrepublik Deutschland

Der Deutsche Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine hält es für dringend erforderlich, daß die politischen Instanzen der Bundesrepublik die bisherigen Maßnahmen und Einrichtungen zur Förderung der natur- und ingenieurwissenschaftlichen Forschung in allen Stufen ergänzen und ordnen.

1. Er ist der Ansicht, daß dies die Gründung einer neuen Institution im staatlichen Bereich erfordert, die die Erfahrungen der bisher bestehenden Einrichtungen, Organisationen, Bundes- und Landesressorts nutzt und zweckmäßiger zusammenfaßt.

2. Er hält eine solche Einrichtung nur dann für arbeitsfähig, wenn sie die erforderlichen Zuständigkeiten und haushaltsrechtlichen Möglichkeiten im Rahmen eines Bundesministeriums oder einer gleichrangigen Einrichtung besitzt.

3. Er will mit diesen Vorschlägen dazu beitragen, daß in der Bundesrepublik das vorhandene natur- und ingenieurwissenschaftliche Potential verantwortlich und repräsentativ an nationalen und internationalen Aufgaben beteiligt werden kann, daß die Verwaltungspraxis bei der Förderung des Potentials einen möglichst hohen Wirkungsgrad erreicht und daß die Anforderungen des Staates und der Wirtschaft an die Natur- und Ingenieurwissenschaften im Hinblick auf die zukünftige Entwicklung erfüllt werden können.

Er bittet die Bundesregierung, in diesem Sinne tätig zu werden. Deutscher Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine. Für den Vorstand: gez.: Dr.-Ing. H. Kost, Prof. Dr.-Ing. H. Schenk, Prof. Dr.-Ing. E. Wiberg.

Zuschrift

zu dem Kurzen Technischen Bericht „Erddamm zur Absperrung einer Felschlucht“. Bauingenieur 36 (1961), H. 2, S. 73.

Das genaue Studium des Originaltextes, der obigem KTB zugrunde lag, macht eine Berichtigung erforderlich. Es muß richtig heißen:

Zeile 35 links: 0,149-mm-Sieb statt 0,26 mm.

Zeile 46 links: 6 % Gefälle statt Steigung.

Zeile 56 links: 0,65—3,8 cm starker Schotter statt 0,6—8 cm.

Zeile 62 links: Hier muß es heißen: „Das Gerät besteht aus einem Meß- und Rekorderapparat und einem plastischen Neigungsrohr, das senkrecht in das Dammaterial gesetzt ist.“

Zeile 12 rechts: Zu dem Satz „Man arbeitete von einem schweren, auf Lastwagen errichteten Gerüst mit zwei bis vier Arbeitsbühnen“ ist zu bemerken: „Es wurden nur kurze Anfangsstrecken in den fünf Vortrieben mit Lastwagen gebaut. Für den weitaus größten Teil des insgesamt etwa 12 km langen Kraftwerkstollen wurde der Schienenbetrieb bevorzugt, da das auch in den USA wirtschaftlicher ist.“

Zeile 21 rechts: Statt „Im Kraftwerkstunnel wurden...“ muß es richtig heißen: „Sehr wenig Nachsäubern der Wände von unvollkommen gesprengtem Fels war erforderlich und ungewöhnlich glatte Wände wurden ausgebrochen. Ungefähr nur 2 % der Gesamtlänge wurden ausgekleidet. Verminderung der hydraulischen Reibung allein konnte nicht die zusätzlichen Kosten für eine Stollenauskleidung rechtfertigen. Jedoch die Sohle ist ausgekleidet, um den Transport von feinem Stollensand durch die Turbinen zu verhindern, die Reibung zu vermindern und um den Zugang zu vereinfachen.“

Zeile 26 rechts: Statt „Statt eines Wasserschlosses wurden...“ muß es heißen: „Das Wasserschloß ist etwas ungewöhnlich gebaut.“ Es ist also ein Wasserschloß vorhanden, das allerdings zwei untere Kammern enthält und somit — für amerikanische Verhältnisse — etwas ungewöhnlich ist.

Zeile 31 rechts: Statt „...gehört zu den neuesten Kraftanlagen der Big Creek Company...“ muß es heißen: „...ist die neueste Anlage im Rahmen des Big Creek Wasserkraftprojekts der Southern California Edison Company.“

Dipl.-Ing. K. Ludwig,
Southern California Edison Company.

Zuschrift

zum Kurzen Technischen Bericht F. l'Allemand: Durchbildung und Herstellung von Stahlbetonfahrbahndecken. Der Bauingenieur 36 (1961), H. 3, S. 118.

In der dritten und zweiten Zeile von unten, linke Spalte, muß es heißen: 12,5 lb/sq.ft. je Zoll Dicke und 24 kg/m² je cm Stärke.

H. Pietsch, Goddelau/Hessen.

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen und Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl behält sich die Redaktion vor.

Nordland-Schalung

Es ist kein Zufall, daß anlässlich der BAUMA 1961 Schalungsbau-Träger, Verbindungsmittel und Schalelemente sich als dankbarstes und vielseitigstes Objekt für Rationalisierungsmaßnahmen vorstellten, denn die Kostenanteile der Schalung an der fertigen Betonkonstruktion betragen nach den Kalkulationen eines der größten deutschen Bauunternehmen 36—52 Prozent.

Es entfallen hierbei nur 23 % auf Stoffkosten und 77 % (!) auf lohnabhängige, Lohn- und Gemein-Kosten der Baustellen. Berücksichtigt man, daß auf Grund der jüngsten Lohnerhöhungen die Arbeitsstunde vom Bauunternehmer mit 6,50 bis 7,— DM kalkuliert werden muß, weiters, daß zur Durchführung von Schalarbeiten mit einem Arbeitsaufwand von 0,5 bis 0,7 Stunden pro m² Betonoberfläche bei Verwendung neuzeitlicher Schalmethoden und 1,5 bis 2,1 Stunden bei Anwendung althergebrachter Schalarten notwendig sind, so wird klar, weshalb die Rationalisierung der Betonschalung so an Bedeutung gewinnt.

lung, usw. — auftretende Fugenbildung, und sie hat sich heute scheidend durchgesetzt.

In einer besonderen Druckschrift „Neuzeitliches Bauen“ 196 (Verfasser: Reinhold M. Sauerwein, Wien I, Trattnerhof 2) werden wesentlichen Merkmale der Nordland-Schalung und ihre wirtschaftlichen Vorteile eingehend behandelt. Alle technischen Daten ü

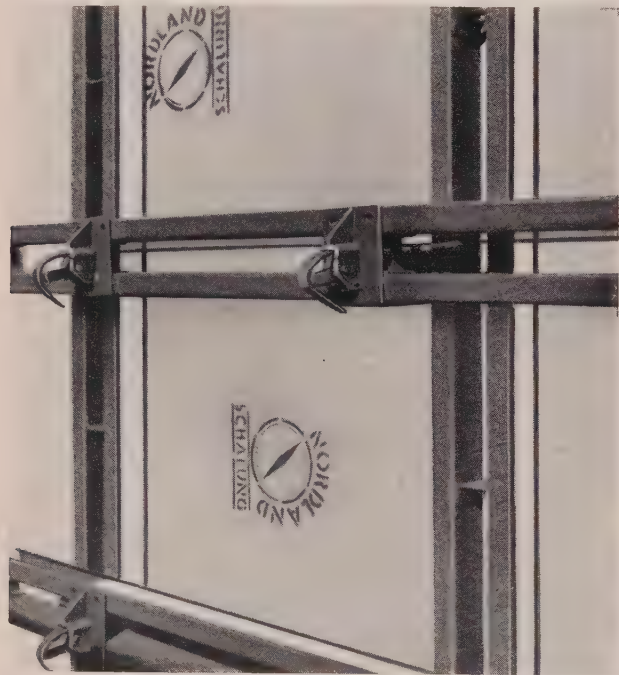


Abb. 1. Stählerne Wandstützen, Spanngeräte und kunststoffvergütete Schalelemente können beliebig variiert und kombiniert werden.

Im Vordergrund des Nordland-Vertriebsprogrammes steht die kunststoffvergütete Nordland-Bär-Platte, deren schnelle Ausschalung und Reinigung Arbeitseinsparungen gegenüber schalölprägnierten Platten von 0,3—0,4 Stunden pro m² Betonfläche, also immerhin DM 2,— bis DM 2,80 pro m² Betoneinsatz erzielen läßt.

Berücksichtigt der Bauunternehmer, daß 1 cbm verarbeiteter Beton eine Schalfläche von durchschnittlich 8—9 m² erfordert, so ist die erzielte Einsparung DM 16,— bis DM 25,— pro cbm verarbeiteten Beton.

Die Nordland-Mufflon-Kunststoffvergütung reduziert weiters die Quell- und Schwindeigenschaften und gestattet eine universale Verwendung dieser Schalelemente, da sie einerseits glatte Ingenieur-Sichtbetonflächen, andererseits bessere Putzeigenschaften als bei Verwendung schalölbehandelter Platten ergeben.

Besonders hingewiesen sei auch auf die jüngsten französischen Untersuchungsergebnisse über die Bedeutung kunststoffvergüteter Platten auf die Druckkräfte ausfließenden Betons, insbesondere bei Wandschalungen, wo die auftretenden Druckkräfte meist nicht auf festen Grund abgeführt werden können.

Diesen Berechnungen zufolge steigt der dynamische Druck bei Rüttelbeton bis 4000 kg/m² und mehr an. Der Druckkoeffizient ist abhängig vom inneren Reibungswinkel des Betons und vom Reibungswinkel zwischen Beton und Schalung. Der letztere beträgt nun bei rauher Brettschalung etwa 25° und bei der kunststoffvergüteten Nordland-Bär-Schalung etwa 11°, also etwas weniger als die Hälfte. Die Kunststoffvergütung verringert demnach wesentlich die dynamischen Druckkräfte des Betons.

Bei der mit modernen Holzbringungs- und Verarbeitungsmethoden erfolgenden Serienherstellung der Nordland-Produkte interessiert besonders die von Nordland gemeinsam mit der Maschinenfabrik Torwegge entwickelte Verleimanlage, welche erstmals die industrielle Fertigung von koch- und fugenfest stumpfverleimten Brettchen gestattete. Diese Verleimmethode verhindert die bei den konventionellen Fugenmethoden — wie bei der Schwalbenschwanzfügung, Dübe-



Abb. 2. Kunststoffvergütete Schalelemente und neuzeitliche Verbindungsmittel.

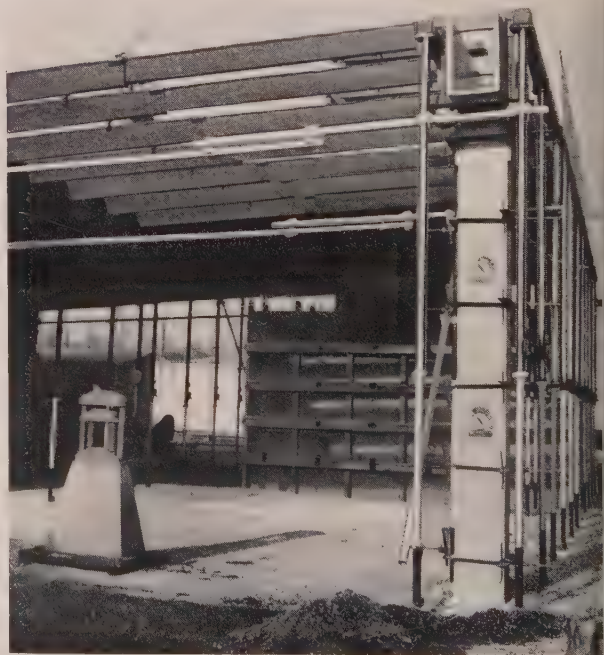


Abb. 3. Säulen- und Stützenschalung.

die Nordland-Bär-Schalung und Nordland-Mufflon-Kunststoffbesetzung basieren auf wissenschaftlichen Untersuchungsergebnissen. In der Druckschrift findet hier Angaben über die Wärmeisolierung, die wirksame Abdichtung der Holzoberfläche mit Kunststoffen, die Maßgenauigkeit, die Putzhaftung, den Kantenschutz, die Fugenfestigkeit u. a. m. In allen obigen Punkten sind Vergleiche zu den bisher verwendeten anderen Schalungstafeln in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht durchgeführt. Zum Schluß wird auf die vielseitige Anwendungsmöglichkeit dieser neuartigen Schalelemente auf allen Gebieten des Betonbaues hingewiesen.

Umschau

Dipl.-Ing. Konrad Haage 70 Jahre

Am 22. Juni vollendete Dipl.-Ing. *Konrad Haage*, Chefkonstruktor der DELMAG-Maschinenfabrik, Eßlingen a. N., sein 70. Lebens-

Nach dem Studium an der Technischen Hochschule Stuttgart Danzig war er als Assistent der höheren Maschinenbau-Schule Eßlingen tätig; es folgten einige Jahre als Betriebsingenieur bei Maschinenfabrik Eßlingen, dann ging *Haage* zur DELMAG. Zusammenarbeit mit dem freiberuflichen Ingenieur *Pflüger* konstruierte er die erste maschinelle Explosions-Pflasterramme, die patentiert wurde. In der Folgezeit verbesserte er seine Konstruktion zu einem Universalgerät, das als Stampfer, Meißel- und Ramme die Baustellenarbeit weitgehend beeinflusste. Erhöhte Anforderungen stellte dann der Autobahnbau an die deutsche Bauindustrie: es galt leistungsstarke und rationell arbeitende Geräte für die Verdichtung des Unterbaues zu entwickeln. Ohne Vorbilder konstruierte *Haage* damals innerhalb weniger Wochen ein Groß-Stampfgerät mit völlig neuartigem Prinzip Fortbewegung — den DELMAG-Frosch —. Aber immer neue Probleme traten an ihn heran, die er durch Neukonstruktionen oder Verbesserungen löste. So erfand er auf der Suche nach einer leistungsfähigen Dieselramme im Jahre 1937 das „Prinzip der Schlag- und Zerstäubung“, jenen Zerstäubungs- und Zündeffekt, der die Entwicklung robuster Dieselmotoren — ohne Hochdruckeinspritzung (!) — ermöglichte.

Unerschrocken und zielstrebig arbeitet der Jubilar auch heute noch am Reißbrett — mit jener technischen Problem-Verbissenheit, die immer wieder neue Erfindungen reifen läßt.

Direktor Walter Kunze 65 Jahre

Am 5. Juni konnte Herr Direktor *Walter Kunze*, kaufmännischer Betriebsratsmitglied der Glückauf-Bau-Aktiengesellschaft, Dortmund, seinen 65. Geburtstag feiern. *W. Kunze* trat im Jahre 1925 als Bauingenieur in die Dienste der Glückauf-Bau-A.G., erhielt im August 1934 die Prokura und wurde am 9.5.1940 kaufmännischer Vorstand des Unternehmens.

Direktor *Kunze* ist auch Geschäftsführer der im Besitz des gleichen Unternehmens befindlichen Gesellschaft für Kleinwohnungsbau (Siedlung m. b. H., Dortmund, seit ihrer Gründung im Jahre 1934).

Dipl.-Ing. Karl Lange 50 Jahre

Herr Dipl.-Ing. *Karl Lange*, ordentliches Vorstandsmitglied der Firma Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf, vollendet am 25. Juli 1950. Herr *Lange*, der in der deutschen Stahlbauindustrie durch seinen Fleiß, sein Können, seine Leistungen und sein aktives hohes Ansehen besitzt — nicht zuletzt durch seine Mitarbeit als Vorsitzender und Mitglied in verschiedenen DIN-Ausschüssen und durch seine Tätigkeit im technisch-wissenschaftlichen Rat des Deutschen Stahlbauverbandes —, mögen noch viele glückliche und erfolgreiche Jahre auf seinem Posten beschieden sein.

Das Große Verdienstkreuz

Das Verdienstkreuz der Bundesrepublik Deutschland wurde verliehen Herrn Dipl.-Ing. *Bruno W. Gürtner*, persönlich haftender Gesellschafter der Wayss & Freitag KG, Frankfurt/M., sowie dem Regierungs-Baumeister Direktor *Emil Kübler*, Miteigentümer und Vorstandsmitglied der Karl Kübler A.G., Bauunternehmung in Frankfurt.

Wilhelm Holert †

Wilhelm Holert, ein Pionier aus den ersten Tagen des Kalksandziegelbaus, ist am 28. Mai d. J., 94-jährig, verstorben. 1867 in Geesthacht geboren, hat *Holert* sein berufliches Leben als Schiffsjunge begonnen und als hochgeschätzter Unternehmer beendet. Er war Berater und Inhaber der Hartsteinwerke Geesthacht-Hamburg, Gründer der *Holert*, und der Hölert GmbH, Geesthacht b. Hamburg. Ein langes, schöpferisches Leben bis ins hohe Alter voller Tatkraft und menschlicher Größe, gesegnet mit reichen Erfolgen und Auszeichnungen, fand seinen Abschluß. *Wilhelm Holert* war Träger des Bundesverdienstkreuzes am Bande, Ehrenbürger der Stadt Geesthacht, Ehrenpräsident des Zusammenschlusses Hamburgischer Kalksandsteinwerke und Ehrenmitglied des Hauptverbandes Kalksandsteinindustrie e. V.

Stahlbau Rieth u. Sohn 75 Jahre

Die Stahlbaufirma *Rieth & Sohn*, Berlin, konnte am 1. April d. J. ihr 75-jähriges Bestehen zurückblicken. 1886 vom Vater des heutigen Inhabers in Berlin gegründet, besitzt das Unternehmen eines der größten Stahlfensterwerke Deutschlands und ein Röhren- und Blechwerk, in dem u. a. die bekannten Peitschen- und Lichtsignale für den Inlands- und Auslandsbedarf in großem Umfang hergestellt werden. Seit Jahrzehnten befaßt sich das Unternehmen mit dem Stahllhoch- und Stahlskelettbau sowie mit Spezialkonstruktionen für die Elektroindustrie. In 3 Westberliner Werken und einem Tochterbetrieb in Kirchheim/Teck sind 1500 Mitarbeiter beschäftigt. Die Firma verdankt ihre heutige Größe und Bedeutung insbesondere der Initiative und Schaffenskraft des jetzigen Inhabers, *Otto E. Rieth*, der seit 50 Jahren in ihr verantwortlich tätig ist.

40jähriges Arbeitsjubiläum von Friedrich F. Sensen

Als am 22. April d. J. Inhaber und Mitarbeiter der Ahlmann-Carlshütte KG anlässlich der 134. Wiederkehr des Gründungs ihr Hüttenfest feierten und dabei nach alter Tradition ihre Jubilar ehrten, konnten sie besonders Direktor *Friedrich Ferdinand Sensen* zu seinem 40jährigen Arbeits- und 25jährigen Dienstjubiläum in Ahlmann-Carlshütte KG beglückwünschen. Am 14. November 1901 in Kiel geboren, kam er 1921 bei der Schiffsmaklerfirma S. S. Clasen in die Lehre, wo er bis 1936 in verschiedenen Positionen tätig war und den Blick für die großen Zusammenhänge von Wirtschaft und Handel gewonnen hat.

Anschließend trat er bei der Carlshütte als In- und Auslandskorrespondent ein. Seinen hervorragenden Fähigkeiten verdankt es, daß er bald Leiter des gesamten Exports wurde und im Laufe der Jahre viele schwierige Aufgaben übernehmen mußte. Im Jahre 1951 erhielt er Einzelprokura für die Ahlmann-Carlshütte KG. 1959 erhielt er, als Ausdruck für das große in ihn gesetzte Vertrauen und in Würdigung seiner Verdienste um die Ahlmann-Carlshütte, den Titel Direktor.

A. Thyssen-Hütte AG und Siegener AG

Die August Thyssen-Hütte AG, Duisburg-Hamborn, und die Siegener AG, Geisweid, haben in freundschaftlicher Übereinkunft beschlossen, den bisher über die gemeinsame Tochtergesellschaft *Dreistern-Blech GmbH*, Düsseldorf, durchgeführten Verkauf von verzinkten Blechen ab 1. April 1961 jeweils wieder selbst zu übernehmen.

Demzufolge wird seit 1. April 1961 der Vertrieb der von der Siegener AG hergestellten warmgewalzten tafelferzinkten Bleche über ihre eigene Verkaufsorganisation durchgeführt.

Die August Thyssen-Hütte AG hat den Vertrieb ihrer Produkte an kaltgewalzten bandverzinkten Blechen und Coils sowie an verzinkten profilierten Blechen und Bauelementen ihrer kürzlich gegründeten Tochtergesellschaft *Thyssen Industrie GmbH*, Düsseldorf, übertragen.

Gutehoffnungshütte baut Zementfabrik in Argentinien

Der Konzern Minerva Alumine S. A., Ind. Com. y Fin., Buenos Aires, hat Ende April dem Werk Düsseldorf der Gutehoffnungshütte *Sterkrade A.G.* einen Auftrag zur Lieferung einer Fabrik für Portlandzement mit einer Tagesleistung von vorerst 150 t erteilt. Das Werk soll 1963 den Betrieb aufnehmen; es wird auch so angesetzt, daß später eine Tagesleistung von 450 t möglich ist.

Darüber hinaus ist vorgesehen, zu einem späteren Zeitpunkt auf dem Gelände der Zementfabrik durch die GHH eine Hydroelektrische Anlage für eine Jahresleistung von 25 000 bis 30 000 t errichten zu lassen.

Elementare Schalenstatik

Von Dr.-Ing. habil. ALF PFLÜGER,

Professor an der Technischen Hochschule Hannover

Dritte Auflage.

Mit 56 Abbildungen. VIII, 112 Seiten Gr.-8°. 1960

Ganzleinen DM 19,50

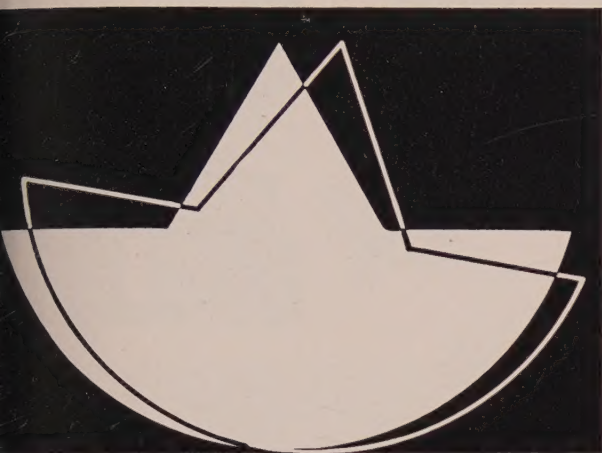
INHALTSÜBERSICHT

Einleitung: Allgemeines. Rechnungsgrundlagen · Membrantheorie der Rotationsschalen: Geometrie der Rotationsschalen. Rotationsschalen im Kuppelbau · Rotationsschalen im Behälterbau · Biegetheorie der drehsymmetrisch belasteten Rotationsschalen: Gleichgewicht am Schalelement. Elastizitätsgesetz für die Schnittgrößen. Kreiszyinderschale. Näherungslösungen für beliebige Rotationsschalen · Membrantheorie der Zylinderschalen: Kreiszyinderschale mit waagerechter Achse unter Eigengewicht. Zylinderschalen allgemeiner Form · Membrantheorie allgemeiner Schalen: Bezeichnungen und geometrische Beziehungen. Gleichgewichtsbedingungen. Differentialgleichung. Hyperbolische Paraboloidschale unter Schneedruck · Einzelheiten des Spannungszustandes: Berechnung der Spannungen aus den Schnittgrößen. Abhängigkeit des Spannungszustandes von der Schnitttrichtung · Anhang: Schrifttumhinweise. Zusammenstellung von Lösungen der Membrantheorie · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

ein Kompensator-Nivellier mit 2 Leistungsstufen



Koni 007

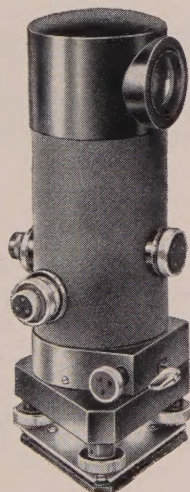
Genauigkeit mit arretiertem
Planplattenmikrometer 2 . . . 3 mm/Km
Genauigkeit mit eingebautem
Planplattenmikrometer 0,5 . . . 0,8 mm/Km

Vertrieb für die Bundesrepublik

Werner Jähnert, Göttingen

Weender Landstraße 6 - Hochhaus

Generalvertretung der optischen Werke JENA

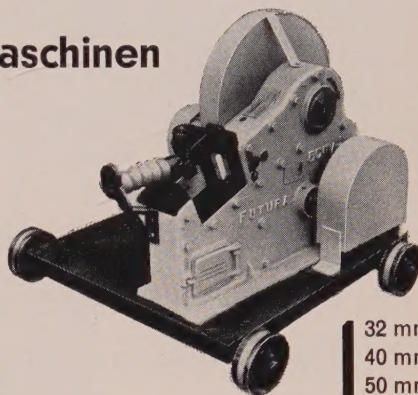


W. JENA

JENOPTIK JENA GmbH

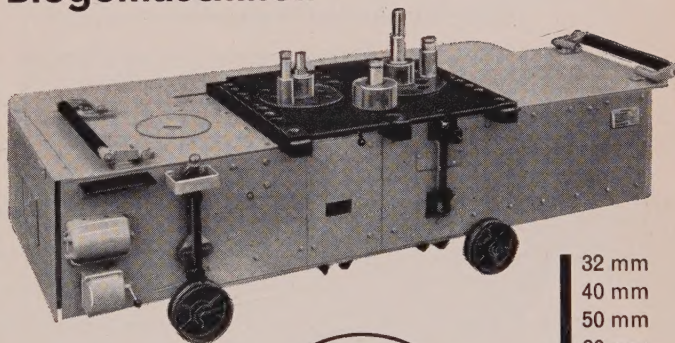
FUTURA

Betonstahl-Schneidemaschinen



32 mm
40 mm
50 mm
60 mm
70 mm

Betonstahl-Biegemaschinen

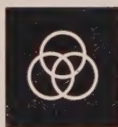


32 mm
40 mm
50 mm
60 mm
70 mm

güteschutz,
mit Rollen
bis 480 mm Ø



6012



150 JAHRE
KRUPP
1811 | 1961

KRUPP-DOLBERG GMBH · ESSEN

Fernruf 21361 · Telegramm-Adresse Kruppdolberg · Fernschr. Essen 0857732

Niederlassungen in

BERLIN
Tel.: 890156

BREMEN
Tel.: 55070

DORTMUND
Tel.: 34053/54

ESSEN
Tel.: 21146

FRANKFURT
Tel.: 26657/58

HAMBURG 11
Tel.: 362371

HANNOVER
Tel.: 26623

KOLN
Tel.: 233721

MANNHEIM
Tel.: 22838/39

MÜNCHEN
Tel.: 552559

NÜRNBERG
Tel.: 54369

STUTTGART
Tel.: 295736



Sucht

Konstrukteure und Techniker für

Aluminiumfassaden

Aluminiumfenster

Schaufensteranlagen

Stahlfenster

H. ALBRECHT & Co.**STAHL-UND-METALLBAU
KORNWESTHEIM**

Bedeutendes Bauunternehmen (Aktien-
gesellschaft) sucht für seine Nieder-
lassung in Hannover

1 Leiter des Konstruktionsbüros (Dipl.-Ing.)

Von dem Bewerber werden Verhand-
lungsgeschick, Sicherheit in Statik und
konstruktive Begabung vorausgesetzt.

Bewerbungen mit ausführlichen Unter-
lagen erbeten unt. „Der Bauingenieur“
1397 an die Anzeigenabteilung des
Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf,
Heidelberger Platz 3.

Die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mainz —
Neubauabteilung für den Ausbau der Mosel — in
Trier, Bahnhofplatz 8, sucht

mehrere Diplom-Ingenieure

mehrere Ingenieure für Tiefbau

Bedingung: Erfahrung im Erd-, Wasser- oder Stahl-
wasserbau erwünscht.

Neben der Bezahlung nach BAT werden Bau-
stellenzulagen, Verpflegungszuschuß, Fahrtkosten-
erstattungen, Beihilfe bei der Wohnungsbeschaf-
fung und alle sonstigen tariflichen Zuwendungen
gewährt.

Mit der Bewerbung sind handgeschriebener
Lebenslauf, behördlich beglaubigte Schul- und
Berufszeugnisabschriften, Lichtbild, polizeiliches
Führungszeugnis, Referenzennachweis und lücken-
loser Tätigkeitsnachweis einzureichen.

Die Stadt Bonn stellt für die Bauabteilung der Stadtwerke
sofort

einen Tiefbauingenieur

ein. Voraussetzung ist eine abgeschlossene HTL-Ausbildung,
Baupraxis und verwaltungsmäßige Kenntnisse sind erwünscht.
Die Bewerber müssen alle bei der Verlegung von Ver-
sorgungsleitungen anfallenden Tiefbauarbeiten vom Entwurf
bis zur Abrechnung selbständig durchführen können.

Vergütung und Probezeit nach dem Bundes-Angestelltentarif-
vertrag. Zusätzliche Altersversorgung und sonstige Vergünsti-
gungen. Bewerber nach G 131 werden bei gleicher Eignung
bevorzugt.

Bewerbungen mit ausführlichem handgeschriebenem Lebens-
lauf, Lichtbild, beglaubigten Zeugnisabschriften sind unter An-
gabe von Referenzen dem Personalamt der Stadt Bonn,
Bottlerplatz 1, zu übersenden.

Persönliche Vorstellung nur nach Aufforderung.

Fertigteil-Decken



über 70 Werke im Bundesgebiet!

Auskunft durch die Zentrale:

Rheinbau GmbH, O. D. O.
Wiesbaden, Alexandrastr. 3
Tel. 43130 / 43131

Compakta

Der Kunststoff zum Mörtel
veredelt Beton, Putz, Gips.
Baustoff-Chemie, Seebrück/Obb.

Alle

Dächer wasserdicht

Papp-, Teer- und Betondächer wasser-
dicht unter Garantie wasserdicht
durch streichfertig,

kalt aufzutragende
Schutzhaut DECKTGUT
Fordern Sie Prospekt

Rudolf Kahl, Goestenseth
(Wesermünde)

Dieses Heft enthält je eine Beilage der Firmen Schmiedag A.G., Hagen/Westf., sowie Gebr. Seifert, Lüdenscheid i. Westf.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. K. Sattler, Berlin; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Bln.-Wilmersdorf, Heidelberger Pl.
Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 61. — Springer-Verlag/Berlin · Göttingen · Heidelberg. — Printed in Germany

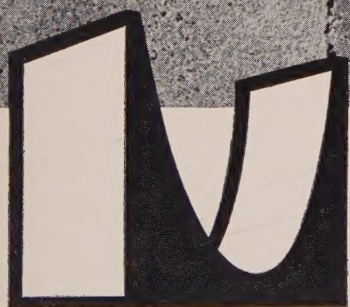


Die Voraussetzung für Sicherheit

vor Schäden durch aggressive Medien

Der hohe Salzgehalt des Meerwassers, die kalkaggressive Kohlensäure in Fluß- und Grundwässern sowie chemisch verunreinigte Abwässer und besonders fließende aggressive Wässer stellen höchste Anforderungen an die Widerstandskraft des Bindemittels im Beton. Die unter Verwendung von besonders ausgesuchten granulierten Hochofenschlacken hergestellten klinkerarmen Montanzemente haben in der Praxis seit Jahrzehnten ihre besondere Aggressivbeständigkeit bewiesen.

Darüber hinaus zeichnen sich Montanzemente durch ein günstiges Verhältnis der Biegezug- zur Druckfestigkeit und gutes elastisches Verhalten aus. Die besondere Gleichmäßigkeit und damit die risikolose Verarbeitbarkeit sowie der günstige Einkauf sind weitere Gründe für die Bevorzugung von Montanzement.



**montan
zement**

Sieben bedeutende Unternehmen der Montan-Industrie
bürgen für seine Qualität. Fordern Sie unverbindliche

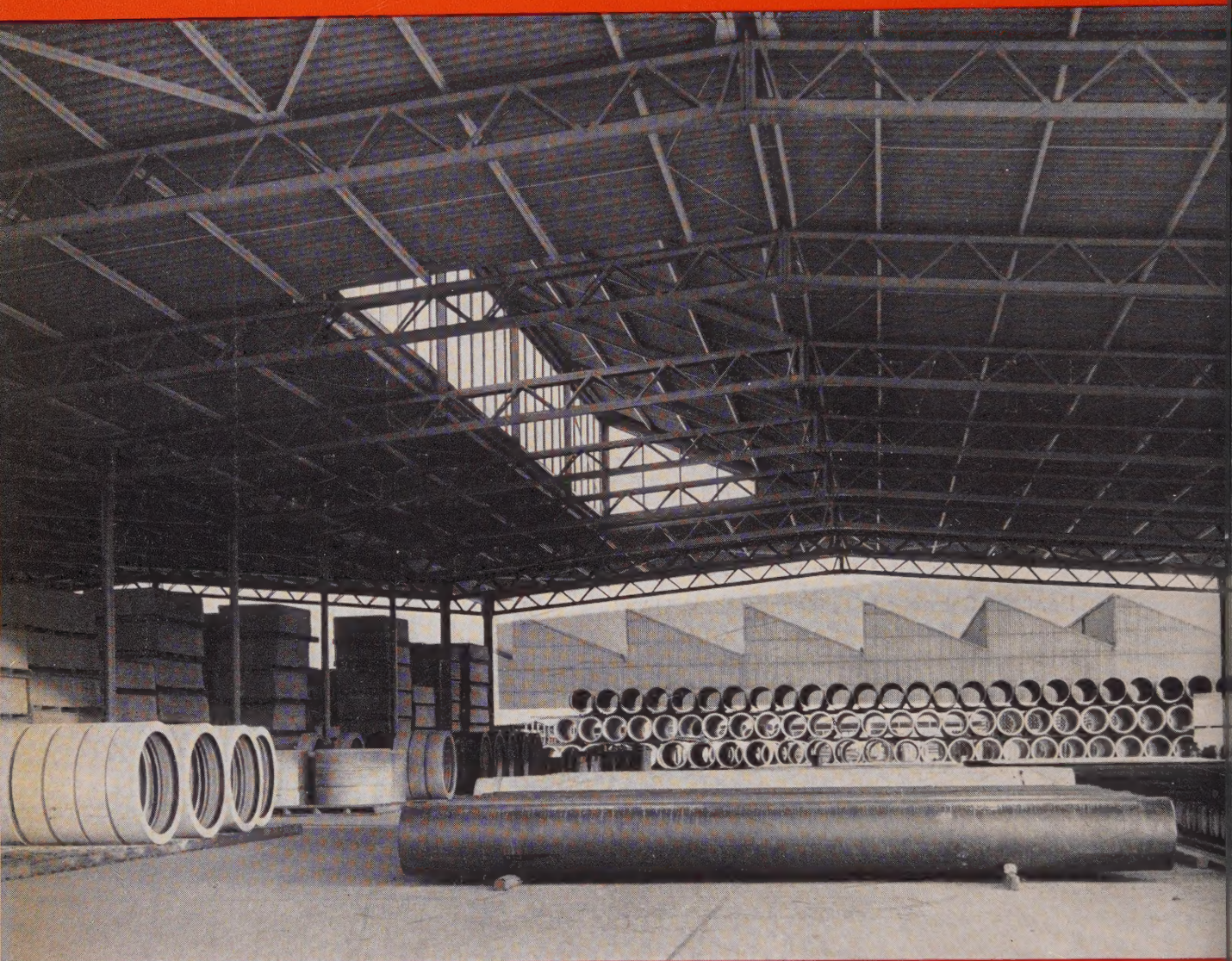
Beratung und Informationsmaterial von der

montanzement Vertriebs-GmbH, Düsseldorf, Berliner Allee 17.

zuverlässig wie Stahl und Eisen

Eternit

Wellplatten Rohr Ebene Tafeln



Well-Eternit für Dächer und Wände
Eterplast, transparente Polyesterharz-Wellplatten
Eternit-Dachplatten, farbkonstant
Eternit-Colorit-Fassadenplatten
Eternit-Fensterbänke
Eternit-Treppenstufen
Eternit-Glasal, Farbige Tafeln
Internit-Tafeln
Eternit-Druckrohre

Eternit-Kanalisationsrohre
Eternit-Kabelschutzrohre
Eternit-Abflußrohre
Eternit-Ent- und -Belüftungsleitungen
Eternit-Regenrinnen und -Fallrohre
Eternit-Blumenkästen und -Gefäße
Eternit-Formware und Sonderanfertigungen
Floorflex- und Floorbest-Fußbodenplatten
Floorflex-Wandplatten